



**Universidade de
Aveiro
2010**

Departamento de Engenharia Civil

**Nuno Miguel Melo
de Oliveira**

ANÁLISE COMPARATIVA DE SOLUÇÕES EM BETÃO, AÇO E MADEIRA PARA PAVILHÕES

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica do Doutor Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Morais, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação do Doutor Paulo Barreto Cachim, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho aos meus pais.

o júri

presidente

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa
professor catedrático da Universidade de Aveiro – Dep. de Engenharia Civil

Prof. Miguel Ângelo Carvalho Ferraz
professor auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Dep. de Engenharia Civil

Prof. Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Moraes
professor auxiliar da Universidade de Aveiro– Dep. de Engenharia Civil

Prof. Paulo Barreto Cachim
professor associado da Universidade de Aveiro – Dep. de Engenharia Civil

agradecimentos

Expresso aqui o meu agradecimento a todos os que de alguma forma me apoiaram e contribuíram para a realização desta dissertação.

Começaria por agradecer aos meus pais, Avelino Oliveira e Maria de Melo, por todo o carinho e apoio que sempre me ofereceram e sem os quais não teria conseguido alcançar mais este objectivo.

Á minha irmã, Ana Oliveira, pela amizade e carinho que sempre me deu.

Á minha namorada e amiga Fátima Lopes, pelo companheirismo, amizade e carinho, que sempre me deu ao longo desta caminhada.

Aos professores Miguel Morais e Paulo Cachim, por toda a orientação que me deram na realização desta dissertação, bem como todos os conhecimentos que me transmitiram ao longo destes anos.

A todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, que de uma ou outra forma contribuíram para a minha formação académica e pessoal.

A todos os meus amigos que tornaram esta caminhada tão agradável.

Aos engenheiros Pedro Freitas e Daniel Lopes por toda a amizade e disponibilidade demonstrada.

Aos Engenheiros Luís Medeiros, Daniel Barroso, Domingo Perez, pela ajuda disponibilizada para a elaboração desta dissertação.

A todos eles o meu MUITO OBRIGADO.

palavras-chave

Pavilhão, aço, betão, madeira, lamelada, colada, vão, análise, económica

resumo

A busca pela melhor solução estrutural para pavilhões industriais continua a ser um problema para os projectistas, pois a escolha de um sistema estrutura depende de muitos factores.

O objectivo desta dissertação é determinar qual o material que oferece soluções mais baratas para vãos de 20, 30 e 40 metros.

Desta forma, dimensionaram-se pavilhões industriais com dimensões diferentes, construídos com recurso a três materiais diferentes. Analisaram-se pavilhões com dimensões de 20x40, 30x60 e 40x80 metros, construídos com recurso elementos pré-fabricados de betão, aço e de madeira lamelada colada.

Foi realizada uma análise económica aos diferentes pavilhões, considerando para a análise o custo da estrutura, dos revestimentos e das fundações. Foi ainda analisada a influencia do aumento do vão de um pórtico de forma a entender-se qual dos materiais era mais afectado pelo aumento do vão.

Os resultados obtidos indicam que o custo dos diferentes pavilhões é em alguns caso muito próximo, contudo são as estruturas metálicas que oferecem soluções mais baratas.

keywords

Pavilion, steel, concrete, timber, laminated, glued, span, analysis, economic

abstract

The search for the best structural solution to industrial pavilions remains as a problem for designers, the best system structure depending on many factors, such as the width to be spanned or the material to be applied.

The aim of this dissertation is to determine which material does provide cheaper solutions for spans of 20, 30 and 40 meters.

In order to achieve that, different industrial pavilions were assessed, with diverse several dimensions and constructed with three distinct materials. This analysis was performed upon pavilions with dimensions of 20x40, 30x60 and 40x80 meters, each one using either prefabricated concrete, steel or glued laminated wood.

An economic analysis was performed on the various pavilions, considering the costs of the upper structure, coatings and foundations. It was further examined the influence of the increase of the portico span on the economic behaviour of the several structure materials.

The results indicate that the costs of different pavilions are very close in most of the cases, however the metal structures consistently offering cheaper solutions.

“Nunca fiz nada dar certo por acidente; nem nenhuma das minhas invenções surgiu por acidente; elas vieram do meu trabalho.”

(Thomas A. Edison)

ÍNDICE

Índice	I
Índice de figuras	III
Índice de tabelas	V
1. Introdução.....	1
1.1. Considerações Iniciais	1
1.2. Motivação	2
1.3. Objectivos.....	2
1.4. Estratégia	3
1.5. Organização da dissertação	3
2. Soluções Estruturais	5
2.1. Considerações iniciais	5
2.2. Estruturas de Pré-fabricados de Betão.....	6
2.2.1. Estrutura principal	7
2.2.2. Estrutura Secundária.....	12
2.2.3. Revestimentos.....	13
2.2.4. Ligações.....	14
2.2.5. Vantagens/Desvantagens dos pavilhões em betão.....	18
2.3. Sistemas estruturais para pavilhões em Aço.....	18
2.3.1. Estrutura Principal	19
2.3.2. Tipos de pórticos metálicos	20
2.3.3. Estrutura secundária	23
2.3.4. Revestimentos.....	23
2.3.5. Contraventamentos	24
2.3.6. Ligações em estruturas metálicas	25
2.3.7. Tipos de Aço.....	26
2.3.8. Vantagens/Desvantagens de pavilhões metálicos.....	27
2.4. Sistemas estruturais para pavilhões em Madeira lamelada colada.....	28
2.4.1. Tipos de pórticos em MLC.....	28
2.4.2. Estrutura secundária	29
2.4.3. Revestimentos.....	30
2.4.4. Ligações em estruturas de MLC.....	30
2.4.5. Tipos de Madeira Lamelada Colada.....	32
2.4.6. Vantagens/Desvantagens de pavilhões em MLC	34
2.5. Quantificação de acções	34
2.5.1. Acções Permanentes	35
2.5.2. Acções Variáveis	35
3. Caracterização das estruturas analisadas.....	39
3.1. Pavilhões em Pré-fabricados de Betão	39
3.2. Pavilhões em Aço	41
3.3. Pavilhões em Madeira Lamelada Colada	44
3.4. Preços considerados para os diferentes elementos	46

3.4.1.	Pré-fabricados de betão	46
3.4.2.	Aço	47
3.4.3.	Madeira Lamelada Colada.....	48
3.4.4.	Fundações	48
3.5.	Diagramas de esforços.....	49
4.	Análise de resultados.....	55
4.1.	Composição dos vários pavilhões.....	55
4.2.	Análise económica da estrutura	61
4.3.	Análise económica dos revestimentos	64
4.4.	Análise económica das fundações	65
4.5.	Análise Económica dos Pavilhões.....	67
4.6.	Influência Económica devida á variação do vão num pórtico intermédio	70
4.7.	Influência económica de um pavilhão onde apenas existe variação do vão...	72
4.8.	Intervalo de custos para estruturas em Aço e MLC.....	74
5.	Considerações finais.....	79
5.1.	Principais conclusões.....	79
5.2.	Desenvolvimentos futuros	81
6.	Referências Bibliográficas	83
Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos		
Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada		
Apêndice III – orçamento dos pavilhões em betão		

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Pórtico interior de uma estrutura Delta.....	7
Figura 2.	Viga Delta 2.....	8
Figura 3.	Viga Delta 3.....	8
Figura 4.	Viga Delta 4.....	9
Figura 5.	Viga Delta 5.....	9
Figura 6.	Pórtico Exterior de uma estrutura Delta	10
Figura 7.	Viga TL50L	10
Figura 8.	Viga TL50	10
Figura 9.	Pormenor do posicionamento da viga H.....	11
Figura 10.	Tipos de viga H (CH40 e CH 50 respectivamente)	11
Figura 11.	Posicionamento das madres de cobertura.....	12
Figura 12.	Madre de cobertura.....	12
Figura 13.	Tipos de madres de cobertura (AL30 e AL30R)	13
Figura 14.	Paineis de fachada	13
Figura 15.	Ligação pilar – fundação através de cavidade (retirado de (REGUENGO, 2010)).....	15
Figura 16.	Ligação pilar – fundação com Armaduras salientes do pilar (retirado de (REGUENGO, 2010))	16
Figura 17.	Ligação pilar – fundação com Armaduras salientes da fundação (retirado de (REGUENGO, 2010)).....	17
Figura 18.	Ligação pilar – fundação com ferrolhos aparafusados (retirado de (REGUENGO, 2010))	17
Figura 19.	Estrutura principal de um pavilhão metálico	20
Figura 20.	Posicionamento das madres.....	23
Figura 21.	Revestimentos em pavilhões metálicos	24
Figura 22.	Contraventamento do banzo inferior	24
Figura 23.	Contraventamento longitudinal	25
Figura 24.	Exemplo de uma ligação aparafusada (CARVALHO, 2008).....	25
Figura 25.	Ligação pilar-fundação em estruturas metálicas	26
Figura 26.	Revestimento interior	30
Figura 27.	Exemplo de um painel sandwich em madeira	30
Figura 28.	Revestimentos com placas cimenticias.....	30
Figura 29.	Painéis HPL (High Pressure Laminates)	30
Figura 30.	Ligação para resistir a momentos (NEGRÃO et al., 2009)	31
Figura 31.	Emenda do nó central (NEGRÃO et al., 2009)	31
Figura 32.	Ligação das madres	31
Figura 33.	Exemplos de ligadores pilar-fundação para estruturas em MLC	32
Figura 34.	Exemplo de um pavilhão Betão/Aço	40
Figura 35.	Exemplo de um pavilhão em Aço	42
Figura 36.	Exemplo de um pavilhão em MLC	45
Figura 37.	Custo dos componentes constituintes dos pavilhões 20x40 metros	56
Figura 38.	Custo dos componentes constituintes dos pavilhões 30x40 metros	58
Figura 39.	Custo dos componentes constituintes dos pavilhões 40x80 metros	60
Figura 40.	Gráfico representativo do custo da estrutura consoante o vão	62
Figura 41.	Gráfico representativo do custo da estrutura consoante o material.	63

Figura 42.	Gráfico representativo do custo do revestimento consoante as dimensões do pavilhão.	64
Figura 43.	Gráfico representativo do custo do revestimento consoante o material.	64
Figura 44.	Gráfico representativo das fundações para cada pavilhão consoante as suas dimensões	65
Figura 45.	Gráfico representativo das fundações dos pavilhões consoante o material.	65
Figura 46.	Gráfico representativo do peso dos pavilhões (kg)	67
Figura 47.	Gráfico resumo do custo final dos pavilhões (análise pelo material)....	67
Figura 48.	Análise ao custo/m ² das vigas Delta.....	68
Figura 49.	Gráfico resumo do custo final dos pavilhões (análise pelas dimensões) 70	
Figura 50.	Gráfico demonstrativo do custo de um pórtico interior (análise ao material).....	70
Figura 51.	Gráfico demonstrativo do custo de um pórtico interior (análise ao vão) 72	
Figura 52.	Comportamento económico de uma estrutura com desenvolvimento fixo e vão variável (análise ao material)	73
Figura 53.	Comportamento económico de uma estrutura com desenvolvimento fixo e vão variável (análise ao vão)	74
Figura 54.	Gráfico representativo dos intervalos de custo para uma estrutura em Aço (€/m ²).....	75
Figura 55.	Gráfico representativo dos intervalos de custo para uma estrutura em MLC (€/m ²)	76
Figura 56.	Gráfico representativo dos intervalos de custo para pavilhões em Aço (€/m ²).....	77
Figura 57.	Gráfico representativo dos intervalos de custo para pavilhões em MLC (€/m ²).....	77
Figura 58.	Comparação dos intervalos de custo dos pavilhões em Aço e em MLC (€/m ²).....	78

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.	Características de vigas Delta 2 com vãos de 15 a 24 metros	8
Tabela 2.	Características de vigas Delta 3 com vãos de 23 a 34 metros	8
Tabela 3.	Características de vigas Delta 4 com vãos de 29 a 40 metros	9
Tabela 4.	Características de vigas Delta 5 com vãos de 39 a 50 metros	9
Tabela 5.	Características técnicas das vigas T	10
Tabela 6.	Características das vigas caleira	11
Tabela 7.	Características das madres de cobertura	13
Tabela 8.	Tipos de Pórticos (baseado em (PINHO, 2005))	20
Tabela 9.	Tipos de pórticos e arcos em MLC	28
Tabela 10.	Valores característicos da resistência e da rigidez (em N/mm^2) e da massa volúmica (em Kg/m^3), para a madeira lamelada colada homogénea (IPQ, 2002)	33
Tabela 11.	Valores característicos da resistência e da rigidez (em N/mm^2) e da massa volúmica (em Kg/m^3), para a madeira lamelada colada combinada (IPQ, 2002)	33
Tabela 12.	Características dos pavilhões em Betão	41
Tabela 13.	Características dos pavilhões em Aço	43
Tabela 14.	Características dos pavilhões em MLC	46
Tabela 15.	Preços considerados para as estruturas metálicas	47
Tabela 16.	Preços considerados para as estruturas em MLC	48
Tabela 17.	Diagramas de esforços dos pavilhões 20x40 metros para a combinação 1,35G+1,5Q	50
Tabela 18.	Diagramas de esforços dos pavilhões 30x60 metros para a combinação 1,35G+1,5Q	51
Tabela 19.	Diagramas de esforços dos pavilhões 20x40 metros para a combinação 1,35G+1,5Q	52
Tabela 20.	Deformações das estruturas em Aço e MLC	53
Tabela 21.	Peso económico dos elementos constituintes dos pavilhões com 20x40 metros	56
Tabela 22.	Peso económico dos elementos constituintes dos pavilhões com 30x60 metros	58
Tabela 23.	Peso económico dos elementos constituintes dos pavilhões com 40x80 metros	60

1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo procede-se ao enquadramento do trabalho focando a motivação, considerações iniciais, os objectivos deste estudo, a estratégia adoptada e a organização da dissertação.

1.1.Considerações Iniciais

Com a evolução do sector industrial é hoje em dia necessário conseguir satisfazer as necessidades de uma determinada industria no que diz respeito ao seu espaço de laboração. Esses espaços na sua grande maioria devem ser espaços amplos onde exista uma boa mobilidade de máquinas e pessoas. Desta forma, é necessário construir edifícios amplos de grande vão, onde não existam pilares no meio do edifício que impossibilitem essa mesma mobilidade. Esta necessidade foi colmatada ao longo dos anos com o desenvolvimento de sistemas de construção e com o desenvolvimento dos materiais de construção, mas apesar do objectivo ter sido alcançado isso não implica que seja alcançado da forma mais económica.

A construção de pavilhões industriais sofreu uma standardização, sendo usual recorrer-se a soluções optimizadas. Esta optimização, muitas das vezes não é feita da melhor forma pois apesar de serem avaliadas varias soluções, essa avaliação, na maior parte das vezes é feita dentro do mesmo material, excluindo a partida, possíveis soluções com recurso a outros materiais.

Desta forma existe a necessidade de se encontrar uma relação vão/material de forma a encontrar a solução mais económica para determinado vão evitando assim um maior desperdício em termos económicos bem como materiais.

1.2.Motivação

No sector da construção para além de outros importante factores, o factor económico é de extrema importância, sendo necessário conseguir construir determinado edifício com o menor custo possível.

No que diz respeito a pavilhões industriais esse objectivo nem sempre é alcançado da melhor forma, por vezes devido à falta de conhecimento das potencialidades dos diferentes materiais, bem como do seu dimensionamento, por parte dos projectistas/empresas, que se encontram especializados a maior parte das vezes em apenas um material estrutural.

Desta forma é necessário conseguir perceber que a procura da solução mais económica não é feita procurando varias soluções apenas do mesmo material mas sim alargando a procura dessas soluções para outros materiais de forma a encontrar a melhor solução possível.

Pretende-se com este trabalho de investigação encontrar as melhores soluções possíveis para diferentes vãos, de forma a perceber desde que vão e até que vão é que é economicamente viável a utilização de certo material para a realização de determinado pavilhão.

1.3.Objectivos

Os objectivos desta dissertação são:

- Dimensionar várias soluções de pavilhões industriais em betão, aço e madeira com vãos de 20, 30 e 40 metros;
- Fazer uma comparação económica dentro dos vários vãos;
- Para os diferentes vãos, encontrar aquele que em termos económicos melhor se adequa;

1.4.Estratégia

A estratégia adoptada para esta investigação passa pelo dimensionamento de diversas soluções estruturais para vãos de 20, 30 e 40 metros, e consoante o custo de cada uma dessas soluções encontrar o material que para esse mesmo vão, oferece a solução mais económica.

1.5.Organização da dissertação

Esta dissertação é constituída por 3 capítulos para além da Introdução, das Conclusões e das Referencias bibliográficas.

No Capítulo 2 apresentam-se as diferentes soluções estruturais para cada material, as características dos materiais e de alguns elementos estruturais de betão. Abordam-se ainda os tipos de ligações utilizadas nos diferentes materiais e as acções a ser consideradas no dimensionamento deste tipo de estruturas.

No Capítulo 3 apresentam-se as estruturas consideradas na análise económica, bem como os preços considerados na análise.

O Capítulo 4 é dedicado à apresentação e discussão das diferentes análises realizadas, sendo apresentadas análises do custo económico das estruturas, dos revestimentos, das fundações e do custo final dos diferentes pavilhões. São ainda apresentadas análises referentes ao custo de um pórtico interior tentando-se entender como é que influenciado pelo aumento do vão, e por ultimo uma análise a um pavilhão com um desenvolvimento fixo e um vão variável.

2. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS

Apresentam-se várias soluções estruturais para os diferentes materiais, bem como as acções a serem consideradas no seu dimensionamento

2.1.Considerações iniciais

O sistema estrutural mais utilizado na construção de pavilhões industriais são as estruturas porticadas. Este sistema é constituído por vários elementos que ligados entre si, formam uma única estrutura de enorme resistência e é semelhante nos diferentes materiais.

Este tipo de estrutura é constituída por sistemas de revestimento de cobertura/lateral, que para além da função de revestir o edifício, tem também como função transferir as cargas aplicadas por acções externas, como o vento e a neve para a estrutura secundária, esta formada por vigas, normalmente conhecidas por madres de cobertura/fachada, que por sua vez transferem as cargas para a estrutura principal formada por vários pórticos que se desenvolvem ao longo do edifício.

Quando os pórticos possuem ligações às fundações do tipo articulado é necessário travalos. Este travamento é realizado com recurso a “Cruzes de Santo André” que absorvem os esforços aplicados pelo vento nas fachadas de topo, transmitindo estes esforços para as fundações.

Os pórticos têm uma enorme resistência no seu plano de acção, mas precisam de ser travados no plano perpendicular aos mesmos, sendo este travamento feito através da estrutura secundária, as madres que devido ao seu posicionamento no edifício (perpendiculares aos pórticos), impedem que ocorram fenómenos de encurvadura, que levariam ao colapso da estrutura.

Por fim temos as fundações que recebem a carga transmitida pela estrutura. A ligação da estrutura às fundações pode ser do tipo encastramento ou do tipo articulado, sendo

esta escolha de grande importância em termos económicos, pois irá influenciar as dimensões das fundações. No caso de se optar por ligações do tipo encastramento, utilizadas normalmente nas estruturas de betão, as dimensões das fundações serão maiores do que no caso de se utilizar ligações do tipo articulado, normalmente utilizadas nas estruturas metálicas e de madeira. Por outro lado, caso se opte por utilizar ligações articuladas, consegue-se reduzir as dimensões das sapatas, mas por outro lado a estrutura será mais reforçada devido à ligação entre os pilares e as vigas dos pórticos ser encastrada.

Uma das grandes vantagens na utilização deste método construtivo é a facilidade de expansão que este permite, pois caso exista a necessidade de expandir o edifício, apenas é necessário acrescentar pórticos na estrutura existente, facilitando assim essa expansão.

Para os diferentes materiais estudados, o sistema é muito semelhante entre eles diferindo apenas na ligação entre os vários elementos.

2.2.Estruturas de Pré-fabricados de Betão

As soluções correntes de pavilhões industriais em elementos de betão pré-fabricados são soluções muito standard, onde as opções da estrutura principal são mínimas, apesar de existirem vários sistemas para a construção de edifícios industriais, para se conseguir alcançar o tipo de vãos livres estudados nesta investigação, é usual recorrer ao sistema estrutural Delta que em termos visuais apenas variam no tamanho mantendo a sua forma ao longo das soluções disponíveis.

Cada fabricante apresenta a sua solução, apesar destas se regerem praticamente todas pelas mesmas linhas de orientação, alterando apenas alguns pormenores.

O sistema Delta é formado por vigas Delta com pendentes entre os 8% e os 10%, capazes de vencer vãos entre os 8 e os 50 metros, sendo que a partir dos 16 metros estas são pré-esforçadas. As vigas apoiam em pilares de secção quadrada ou rectangular, sendo a secção mínima de 40x40 cm aumentando esta, conforme as necessidades de projecto. A ligação dos pilares às fundações pode ser feita através de cavidade, armaduras salientes, ou através de ferrolhos aparafusados.

Este tipo de estruturas, são estruturas muito pesadas, o que pode resultar no acréscimo de custo final da obra devido á necessidade de fundações com maior resistência.

As fachadas de topo são realizadas com pilares intermédios e vigas de secção em T ou em I, que asseguram a estabilidade face ao vento, facilitando também a colocação de portas de maior dimensão.

A cobertura apoia sobre madres, variando o vão destas madres entre os 6,5 e os 12,50 metros.

2.2.1. Estrutura principal

A estrutura principal deste tipo de estruturas é constituída por pórticos. Os pórticos interiores são formados por vigas normalmente denominadas de vigas Delta (figura 1), que como já foi referido podem variar entre os 8 e os 50 metros.



Figura 1. Pórtico interior de uma estrutura Delta

A inclinação da cobertura destes pavilhões depende da inclinação das vigas delta, pelo que a inclinação das vigas varia entre os 8% e os 10%, ficando a inclinação da cobertura limitada a estes dois valores dependendo do vão do edifício.

Na descrição das várias peças utilizadas normalmente neste tipo de construção, irá ser mantido o nome dado pelo fabricante, de modo a que, na descrição dos pavilhões analisados feita mais á frente seja mais fácil associar a peça às suas características.

Nas figuras 2,3,4 e 5 são apresentados alguns tipos de vigas Delta disponíveis no mercado bem como as suas características:

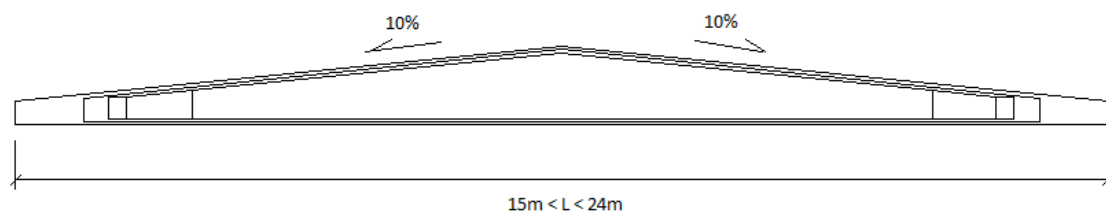


Figura 2. Viga Delta 2

Tabela 1. Características de vigas Delta 2 com vãos de 15 a 24 metros

Distância entre pilares (m)	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Altura no apoio (m)	0,65	0,60	0,65	0,60	0,65	0,60	0,65	0,60	0,65	0,60
Altura a meio vão (m)	1,40	1,40	1,50	1,50	1,60	1,60	1,70	1,70	1,80	1,80
Carga útil máxima (kN/m)	39,00	33,00	33,00	27,00	27,00	24,00	24,00	21,00	21,00	18,00
Peso (Ton)	6,64	6,97	7,66	8,00	7,73	9,07	9,84	10,18	11,00	11,34
Largura mínima (m)	0,60									

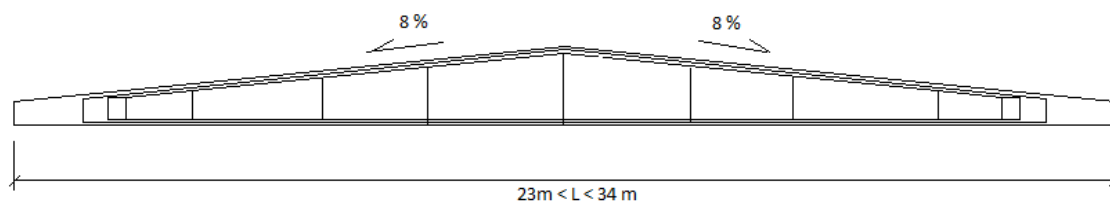


Figura 3. Viga Delta 3

Tabela 2. Características de vigas Delta 3 com vãos de 23 a 34 metros

Distância entre pilares (m)	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
Altura no apoio (m)	0,72	0,68	0,64	0,60	0,72	0,68	0,64	0,60	0,72	0,68	0,64	0,60
Altura a meio vão (m)	1,64	1,64	1,64	1,64	1,80	1,80	1,80	1,80	1,96	1,96	1,96	1,96
Carga útil máxima (kN/m)	24,00	24,00	21,00	21,00	21,00	18,00	18,00	15,00	15,00	15,00	12,50	12,50
Peso (Ton)	12,99	12,63	14,19	14,68	15,36	15,36	16,55	17,04	17,83	18,47	19,03	19,52
Largura mínima (m)	0,30											

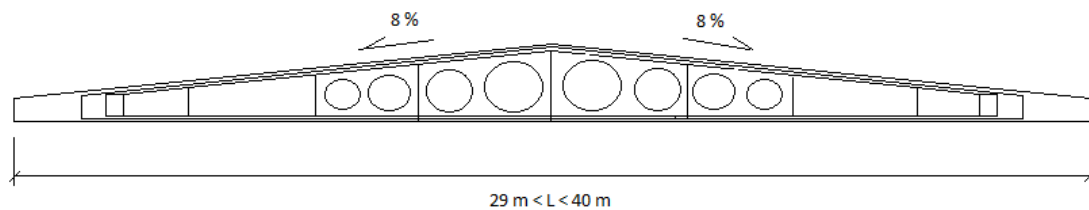


Figura 4. Viga Delta 4

Tabela 3. Características de vigas Delta 4 com vãos de 29 a 40 metros

Distância entre pilares (m)	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
Altura no apoio (m)	0,82	0,78	0,74	0,70	0,82	0,78	0,74	0,70	0,82	0,78	0,74	0,70
Altura a meio vão (m)	1,98	1,98	1,98	1,98	2,14	2,14	2,14	2,14	2,30	2,30	2,30	2,30
Carga útil máxima (kN/m)	32,00	29,00	26,50	24,00	24,00	23,00	21,00	19,00	19,00	18,00	16,50	15,00
Peso (Ton)	25,75	26,39	27,08	27,67	29,72	29,86	30,50	31,14	32,82	33,46	34,10	34,74
Largura mínima (m)	0,30											

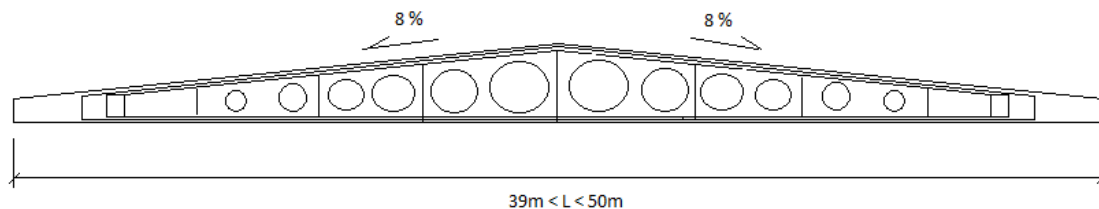


Figura 5. Viga Delta 5

Tabela 4. Características de vigas Delta 5 com vãos de 39 a 50 metros

Distância entre pilares (m)	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
Altura no apoio (m)	0,84	0,80	0,76	0,72	0,84	0,80	0,76	0,72	0,84	0,80	0,76	0,72
Altura a meio vão (m)	2,40	2,40	2,40	2,4	2,56	2,56	2,56	2,56	2,72	2,72	2,72	2,72
Carga útil máxima (kN/m)	24,00	21,00	21,00	18,00	18,00	18,00	15,00	15,00	15,00	15,00	12,50	12,50
Peso (Ton)	43,22	43,97	44,65	45,26	47,41	58,72	49,41	50,02	52,85	53,60	52,85	54,90
Largura mínima (m)	0,60											

Os pórticos exteriores (figura 6) são normalmente menos esforçados, devido a estarem sujeitos a uma menor área de influência e de possuírem pilares de fachada, desta forma não é necessário utilizar vigas Delta nestes pórticos pelo que se utilizam vigas T pré-esforçadas (figura 7 e 8).



Figura 6. Pórtico Exterior de uma estrutura Delta

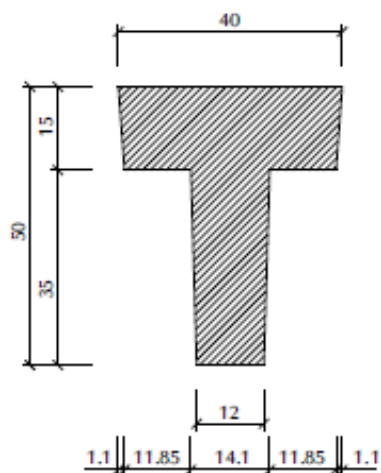


Figura 7. Viga TL50L

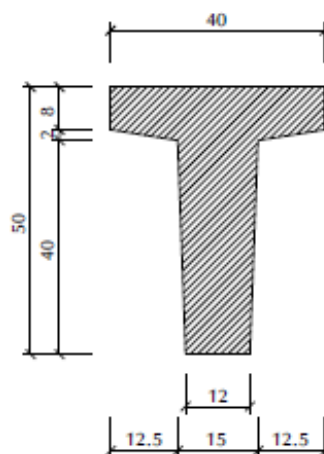


Figura 8. Viga TL50

Tabela 5. Características técnicas das vigas T

Tipo	TL50	TL50N
Peso (kN/m)	2,3	2,6
M_{\max} (kN.m)	111,8	
Vão máximo (m)	10	

A ligação na periferia dos vários pórticos é feita com recurso a Vigas H (figura 10), para além de executarem essa mesma ligação funcionam também como vigas caleira (figura 9), fazendo a recolha das águas de cobertura.

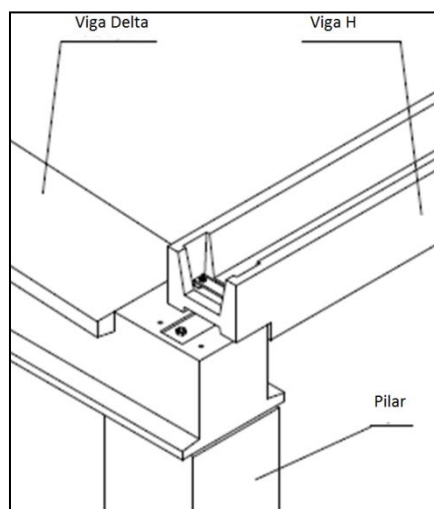


Figura 9. Pormenor do posicionamento da viga H

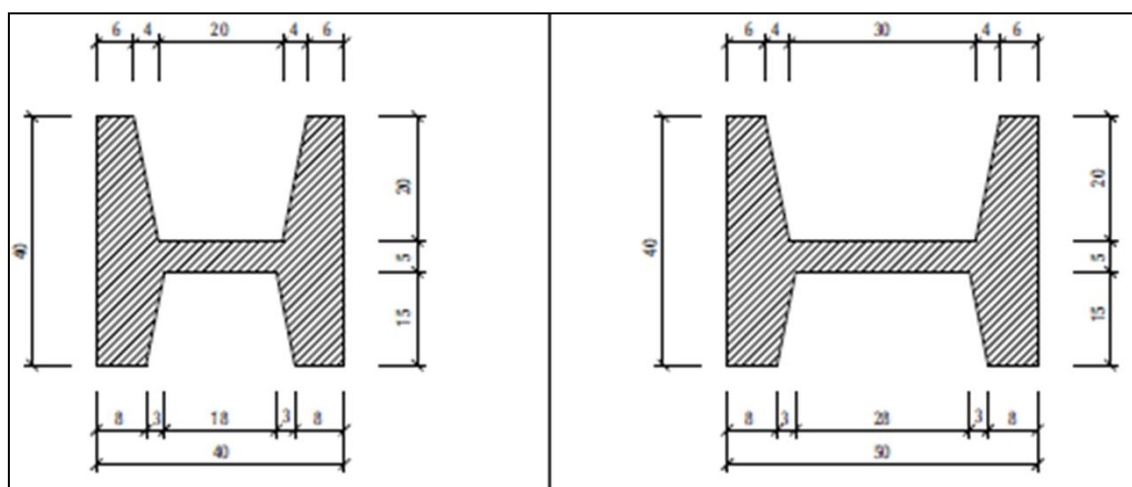


Figura 10. Tipos de viga H (CH40 e CH 50 respectivamente)

Tabela 6. Características das vigas caleira

Tipo	CH40	CH50
Peso (kN/m)	2,01	2,14
Vão normalizado	10	
Vão máximo (m)	12	

2.2.2. Estrutura Secundária

A estrutura secundária, é formada por madres de cobertura (figura 11), e serve essencialmente para apoiar o revestimento de cobertura, transmitir as cargas do vento, neve, etc., para a estrutura principal e contraventar a estrutura.

Existe um tipo de madres muito interessante, denominado de “Dalla” (figura 12) que segundo o fabricante, tem um óptimo comportamento a acções sísmicas, para além de permitir um maior afastamento entre pórticos, pois estas madres podem ter até 12,5 metros de comprimento devido a serem pré-esforçadas.



Figura 11. Posicionamento das madres de cobertura

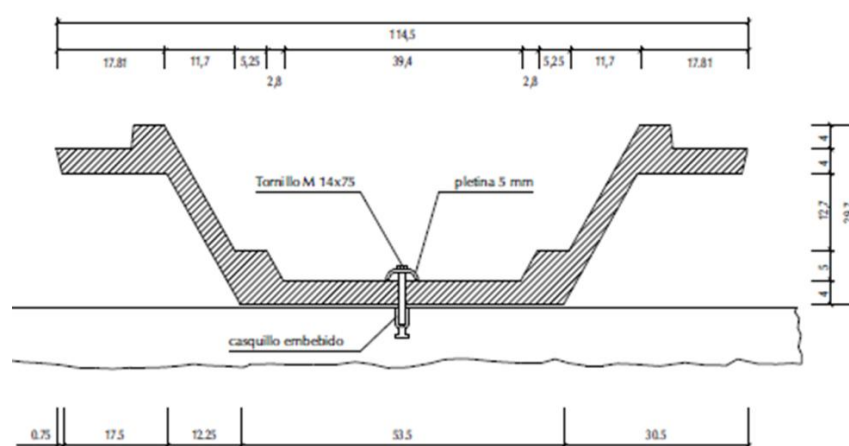


Figura 12. Madre de cobertura

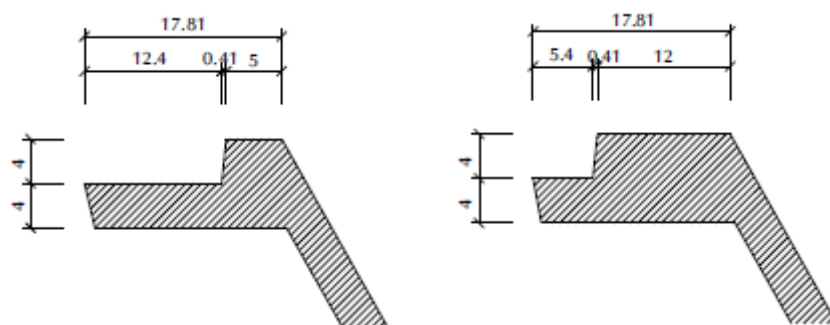


Figura 13. Tipos de madres de cobertura (AL30 e AL30R)

Tabela 7. Características das madres de cobertura

Tipo	AL30	AL30R
Peso (kN/m)	1,59	1,73
M_{\max} (kN.m)	71,10	89,90
Vão normalizado (m)	10	
Vão máximo (m)	12,5	

2.2.3. Revestimentos

O revestimento de cobertura pode ser feito com recurso a chapa metálica, plástica, ou ainda através de outros materiais. De forma a melhorar as condições térmicas e acústicas no interior do pavilhão, pode-se recorrer a painéis duplos com isolante no meio.

O revestimento das fachadas pode ser realizado com recurso a painéis de betão (figura 14) que podem ou não, ser elementos de contraventamento. Os painéis são normalmente colocados na vertical possuindo uma largura normalizada de 2,5 m e até 14 m de altura.

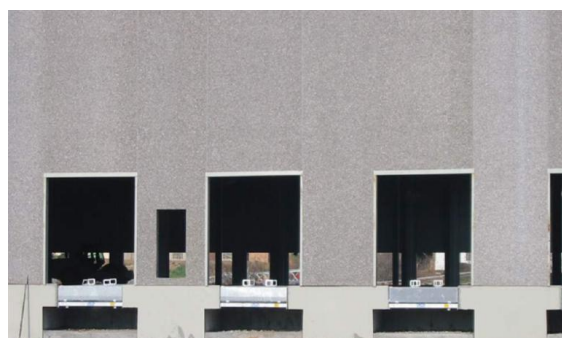


Figura 14. Paineis de fachada

2.2.4. Ligações

As ligações entre os vários elementos realizadas na construção de pavilhões industriais são ligações aparafusadas. Os elementos pré-fabricados já vêm com as furações necessárias de fábrica, desta forma em obra, apenas é necessário ligar os vários elementos com recurso a ligações aparafusadas.

Ligações Pilar – Fundação

As estruturas pré-fabricadas de betão são geralmente estruturas muito pesadas (quando comparadas com as estruturas de aço e de madeira), que transmitem às fundações elevados esforços normais. Estes esforços normais são geralmente o factor condicionante da ligação pilar – fundação (SANTOS, 2000).

As soluções mais utilizadas neste tipo de ligação são: introdução da extremidade do pilar numa cavidade realizada na fundação, através de amarração de armaduras salientes do pilar em furos realizados na fundação (ou o inverso) e através de aparafusamento numa chapa saliente do pilar a chumbadouros salientes da fundação (SANTOS, 2000).

Ligação pilar fundação através de cavidade

A ligação através de cavidade (figura15) é uma das ligações mais utilizadas neste tipo de construção. Neste tipo de ligação os pilares são introduzidos numa cavidade existente na fundação, com posterior selagem do espaço livre entre o pilar e as paredes interiores da cavidade. Uma das vantagens deste tipo de ligação é a facilidade de execução, pois permite dispensar o escoramento provisório, sendo utilizadas cunhas de madeira entre o pilar e a cavidade que são retiradas depois de o material de preenchimento começar a fazer presa. Outra vantagem é a capacidade de absorver desvios dimensionais de geometria ou posicionamento em obra. (REGUENGO, 2010)

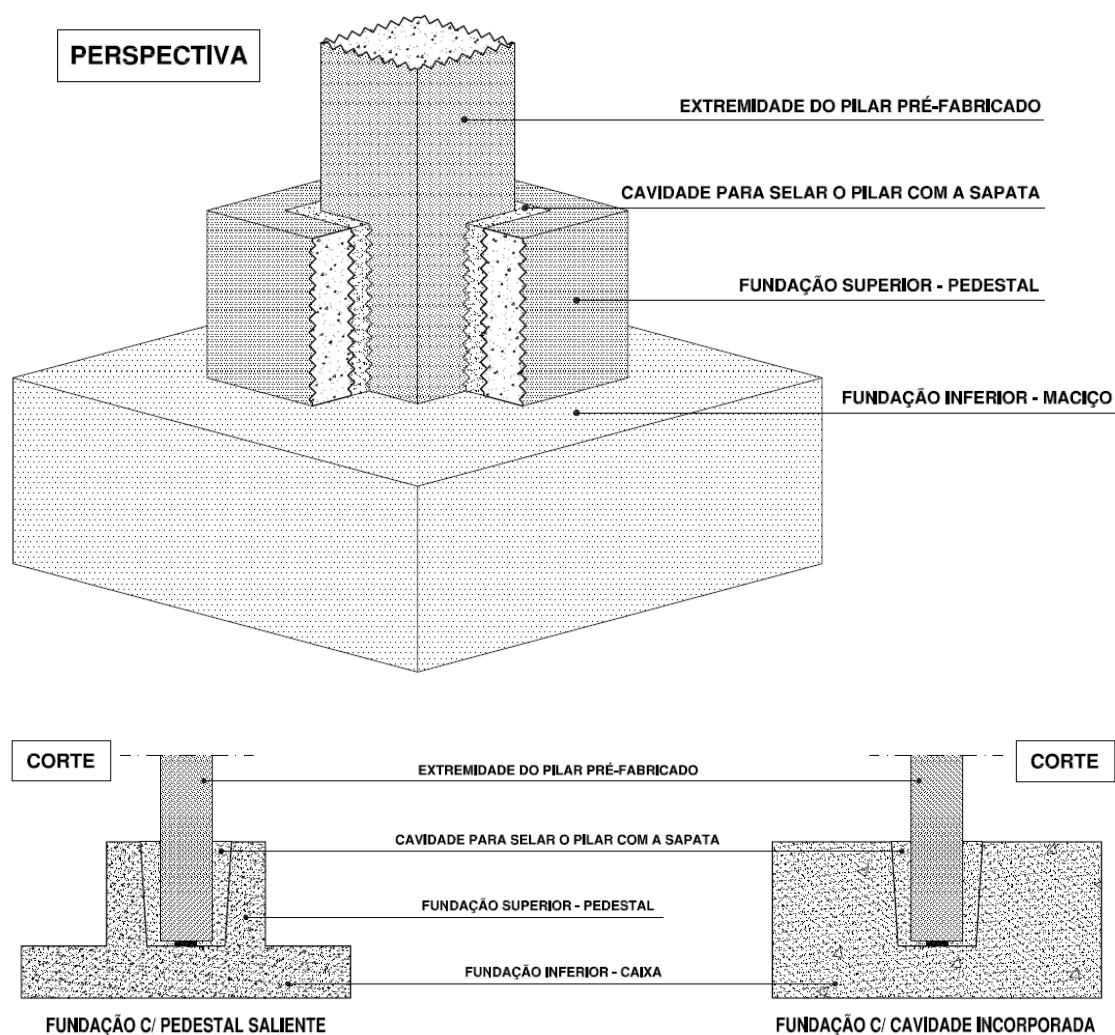


Figura 15. Ligação pilar – fundação através de cavidade (retirado de (REGUENGO, 2010))

Ligação com armaduras salientes do pilar ou da fundação

Este tipo de ligação (figura 16) é realizado através de furos realizados na parte superior da fundação onde são posteriormente alojados varões nervurados salientes da extremidade inferior do pilar, sendo o espaço remanescente dos furos preenchido com argamassa especial (SANTOS, 2000).

Pode ser utilizada a solução inversa (figura 17), em que a ligação é realizada através de armaduras salientes da fundação que são amarradas em furos realizados no pilar, sendo posteriormente preenchidos com argamassa (SANTOS, 2000).

Este tipo de ligação apresenta como vantagens a existência de continuidade dos momentos na base do pilar e a possibilidade de corrigir alguns desvios de geometria.

Como desvantagens apresenta a necessidade de realização de escoramentos, a possibilidade de ocorrência de danos nas armaduras salientes durante o transporte ou a montagem e a necessidade da limpeza das bainhas antes da selagem com a argamassa (REGUENGO, 2010).

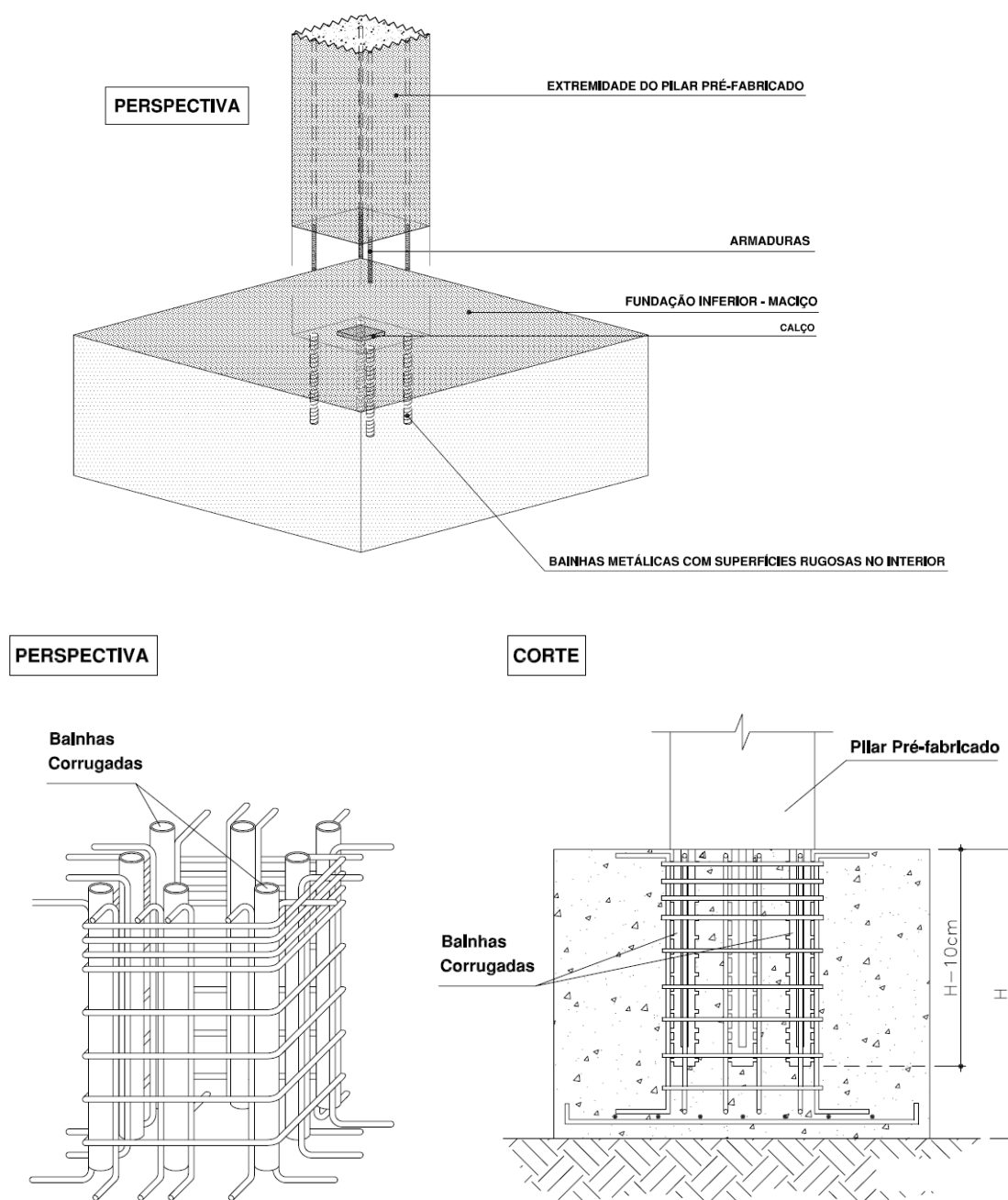


Figura 16. Ligação pilar – fundação com Armaduras salientes do pilar (retirado de (REGUENGO, 2010))

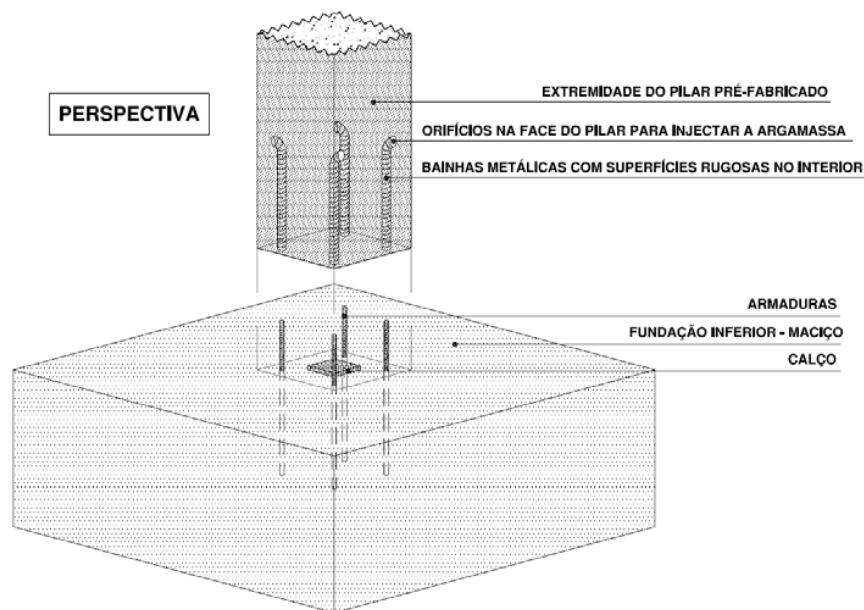


Figura 17. Ligação pilar – fundação com Armaduras salientes da fundação (retirado de (REGUENGO, 2010))

Ligação pilar – fundação através de aparafusamento

É uma solução do tipo das utilizadas nas estruturas metálicas (figura 18), sendo constituída por ferrolhos salientes da fundação que são aparafusados a uma chapa que se encontra soldada nas armaduras da base do pilar. A principal vantagem deste tipo de ligação é o nivelamento ser realizado através de um sistema de porcas e contraporcas, sendo a selagem da junta efectuada posteriormente entre a face inferior do pilar e a face superior da fundação (REGUENGO, 2010).

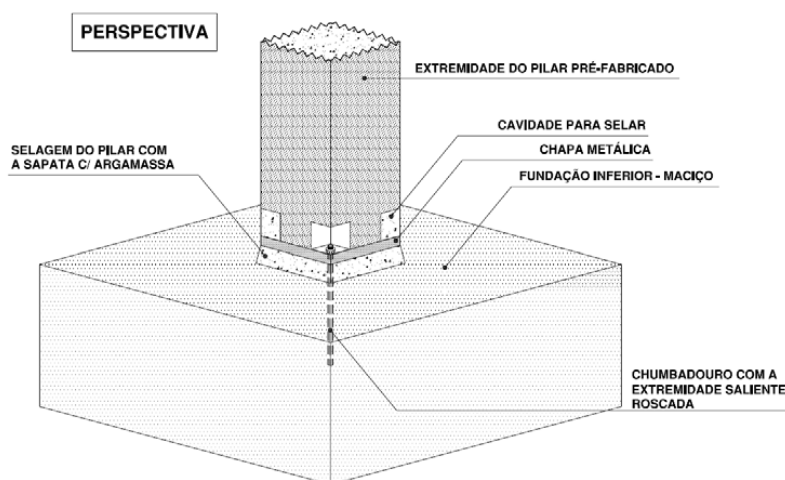


Figura 18. Ligação pilar – fundação com ferrolhos aparafusados (retirado de (REGUENGO, 2010))

2.2.5. Vantagens/Desvantagens dos pavilhões em betão

As principais vantagens de estruturas pré-fabricadas de betão são:

- Durabilidade – conseguida com o fabrico de betões de qualidade, controlando o recobrimento das armaduras e pela garantia de compactação, face a forte vibração a que os moldes são sujeitos na betonagem (FERREIRA, 2001);
- Resistência ao fogo – garantida pelo recobrimento das armaduras, mas principalmente pela densidade das peças (FERREIRA, 2001);
- Nem sempre é necessário recorrer a sistemas de contraventamento;

As principais desvantagens de estruturas pré-fabricadas de betão são:

- Estruturas pesadas – quando comparadas com as estruturas de Aço e de MLC, as estruturas de betão são muito mais pesadas.
- Necessidade de recorrer a transportes especiais – todas as vigas delta são transportadas através de transportes especiais, o que resulta num acréscimo de custo.

2.3.Sistemas estruturais para pavilhões em Aço

Existem três tipos de estrutura utilizados na construção de pavilhões industriais, as estruturas tridimensionais onde a estrutura é uma malha tridimensional, os pórticos de alma cheia que utilizam perfis maiores como elementos da estrutura principal e os pórticos treliçados que utilizam perfis menores na formação de treliças que irão servir de estrutura principal.

Nesta investigação apenas serão focados os pórticos de alma cheia, pois com o crescente aumento do custo de mão-de-obra, a utilização de treliças tem vindo a diminuir sendo substituídas pelos pórticos de alma cheia.

Os pórticos podem ser classificados segundo a sua forma consoante a forma das vigas que o constituem, podendo ser classificados como horizontais, inclinados e arqueados.

Se a classificação for feita em termos estruturais, estes podem ser rígidos, duas rótulas ou três rótulas (CARVALHO, 2008).

Os pórticos rígidos são estruturas contínuas constituídos apenas por ligações rígidas. O facto de apenas possuírem ligações rígidas faz com que os momentos sejam transmitidos às fundações, o que irá implicar fundações maiores de forma a resistirem aos momentos transmitidos pela estrutura. Nos pórticos de duas e três rótulas, devido à existência de rótulas na parte inferior dos pilares, são criadas ligações articuladas às fundações, desta forma os momentos não são transmitidos às fundações, reduzindo assim o tamanho das mesmas pois estas apenas têm de resistir a esforços verticais e horizontais, contudo, os momentos a que a estrutura fica sujeita aumentam.

Os pórticos de duas rótulas são estruturas indeterminadas de primeiro grau onde existem duas rótulas nas extremidades inferiores dos pilares, unidos por encastramento a uma viga na extremidade superior. Os momentos formados na ligação entre a viga e o pilar são transmitidos para o pilar, resultando na ocorrência de forças horizontais nos pilares, mesmo quando a estrutura apenas se encontra sujeita a esforço verticais (CARVALHO, 2008).

Os pórticos de três rótulas são estruturas estaticamente determinadas onde as cargas são transmitidas através de momentos e de esforços de corte. A ligação entre o pilar e a viga é rígida, o que provoca reacções horizontais e verticais nos apoios, sendo o tamanho da força horizontal dependente da relação entre a altura e o vão do pórtico, pois quanto maior for a inclinação da viga, menor será a força horizontal. A união das vigas a meio vão é articulada, o que origina que o momento nesse ponto seja nulo, verificando-se assim os maiores momentos na ligação rígida entre as vigas e o pilar. O dimensionamento da estrutura é condicionado pelos esforços de flexão e de corte, podendo estar a estrutura em risco devido às compressões nas vigas inclinadas (CARVALHO, 2008).

2.3.1. Estrutura Principal

Como já referido anteriormente a estrutura principal (figura 19) é formada por pórticos que se multiplicam no desenvolvimento do edifício e que se encontram espaçados normalmente com distâncias entre os 5 e os 8 metros.

A escolha da distância entre pórticos é um factor importante, pois vai ter implicações no custo do edifício. Se se optar por maiores distâncias entre pórticos, o custo da estrutura principal será em princípio menor pois apesar de serem necessários pórticos com maiores elementos, serão utilizados menos pórticos, mas por outro lado, a estrutura secundária (madres) será mais cara devido á necessidade de vencer vãos maiores. Por outro lado se for escolhida uma distância menor entre pórticos, a estrutura secundária será mais barata mas serão necessários mais pórticos aumentando assim o custo da estrutura principal.



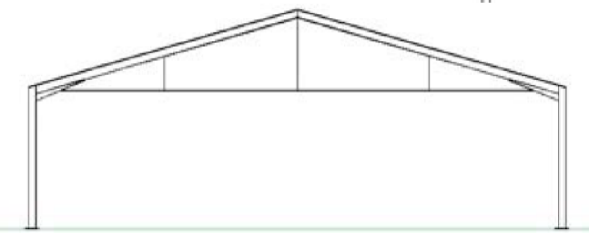


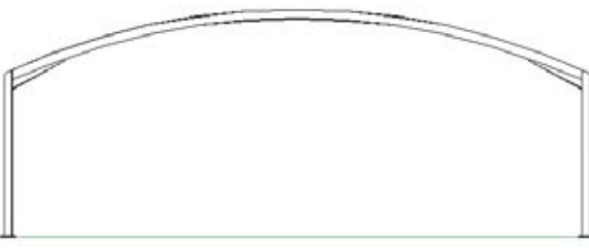
Figura 19. Estrutura principal de um pavilhão metálico

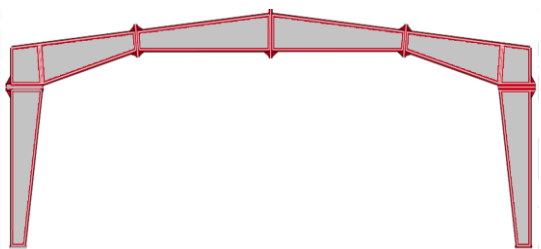




2.3.2. Tipos de pórticos metálicos

Dependendo das especificações do projecto, como a forma, o vão a vencer entre outros, é possível utilizar neste tipo de construção várias soluções. De seguida apresentam-se na tabela 8 algumas das soluções utilizadas:

Tabela 8. Tipos de Pórticos (baseado em (PINHO, 2005))

Pórticos sem ponte rolante	
<p><u>Pórtico simples</u></p> <p>É uma estrutura indicada para vãos entre os 15 a 45 metros e altura ao nível dos pilares entre os 5 a 12 metros. A inclinação da cobertura varia entre os 5° e os 20°, e o espaçamento entre pórticos varia entre os 5 e os 12 metros.</p>	

<p><u>Pórtico com Tirantes</u></p> <p>Com a introdução de tirantes é possível reduzir os deslocamentos horizontais e os momentos nos pilares. Utilizam-se para inclinações superiores a 15°.</p>	
<p><u>Pórtico com Escora</u></p> <p>Utilizado para vãos superiores a 30 metros quando não existe a necessidade de vão livre. Com a introdução do pilar central serão necessárias vigas de menor dimensão, que poderá resultar numa redução de custos.</p>	
<p><u>Pórtico com cobertura poligonal</u></p> <p>Utilizado para grandes vão, quando existe a necessidade de ter uma cobertura com altura reduzida. A introdução de tirantes pode tornar a estrutura mais económica.</p>	
<p><u>Pórtico com cobertura em arco</u></p> <p>São utilizados essencialmente por necessidades arquitectónicas. As vigas são curvadas por calandragem a frio, e quando existem grandes vão, irá existir a necessidade de ligações nas vigas que deverão ter uma atenção especial.</p>	

<p><u>Pórtico secções variáveis.</u></p> <p>Utilizado ate vãos de 80 metros, por motivos económicos as secções são variáveis consoantes as zonas de maiores ou menores momentos.</p>		
<p>Pórticos com Ponte Rolante</p>		
<p>Praticamente todas as tipologias de pórticos sem ponte rolante podem ser utilizadas com pontes rolantes. Com a introdução de pontes rolantes, a carga predominante passa a ser a da ponte rolante, que irá introduzir esforços verticais, horizontais e impactos que terão de ser suportados pelos pórticos.</p>		
		
<p><u>Pórtico com consola</u> – utilizado quando se tem pontes rolantes leves</p>	<p><u>Pórtico com Pilar de secção variável</u> - utilizado na presença de pontes rolantes de peso médio.</p>	<p><u>Pórtico de pilar duplo</u> – Utilizado quando existe a necessidade de pontes rolantes pesadas ou com grandes vãos livres. Para uma boa eficiência do sistema é necessário que exista uma boa ligação entre os pilares.</p>

2.3.3. Estrutura secundária

A estrutura secundária (figura 20) é formada pelas madres de cobertura/fachada, que servem de apoio aos elementos de revestimento, e podem ainda servir como elementos de contraventamento. Em pavilhões metálicos utilizam-se normalmente perfis laminados a quente ou enformados a frio. As secções mais utilizadas são em I, U, Z, ou Ω .



Figura 20. Posicionamento das madres

As madres em coberturas e em fachadas, se possuírem rigidez suficiente, também podem ser consideradas como contraventamentos efectivos em relação à encurvadura global na direcção perpendicular ao plano de um pórtico, considera-se que o comprimento de encurvadura dos elementos (vigas e pilares) é igual à distância entre madres.

2.3.4. Revestimentos

O revestimento de cobertura em pavilhões metálicos é realizado normalmente com recursos a chapas metálicas ou painéis duplos com isolamento a meio. Para o revestimento das fachadas podem utilizar-se também painéis duplos com isolamento a meio ou pode-se optar por paredes de alvenaria.

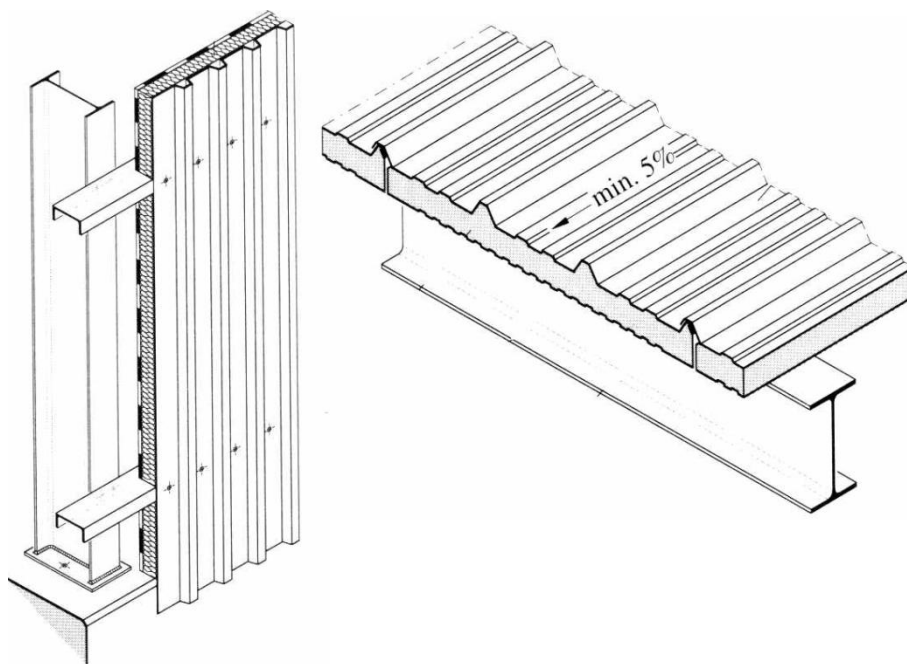


Figura 21. Revestimentos em pavilhões metálicos

2.3.5. Contraventamentos

As vigas dos pórticos encontram-se sujeitas a esforços de flexão em torno do seu eixo mais forte. Desta forma as vigas ficam sujeitas a problemas de encurvadura lateral, sendo necessário impedir que a encurvadura lateral ocorra é necessário contraventar os banzos comprimidos. O banzo superior encontra-se contraventado pelas madres, mas para contraventar o banzo inferior é necessário colocar reforços a ligá-los às madres (figura 22), ficando desta forma impedida a ocorrência de encurvadura lateral.



Figura 22. Contraventamento do banzo inferior

As acções horizontais longitudinais (vento, pontes rolantes, etc.) são absorvidas pelas fachadas de topo, sendo necessária a utilização de contraventamentos longitudinais (fig. 23) para que os esforços provocados pelas mesmas acções sejam transmitidos às fundações do edifício.

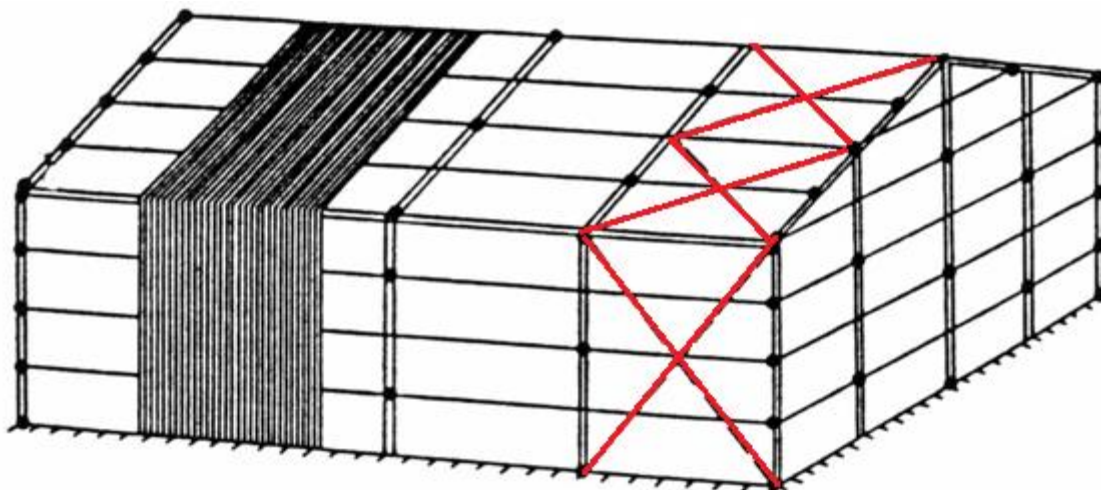


Figura 23. Contraventamento longitudinal

2.3.6. Ligações em estruturas metálicas

As ligações em estruturas metálicas podem ser realizadas através de soldadura, aparafusamento com parafuso de porca ou por rebiteagem.

Se as ligações forem realizadas em fábrica, a forma mais económica de se obterem ligações de alta resistência é através de soldadura, contudo se estas forem realizadas em estaleiro, é preferível a utilização de ligações executadas com parafuso de porca (figura 24) devido à maior facilidade de execução, maior rapidez e menor custo. Para além disso a utilização de soldaduras deve ser evitada por destruir o tratamento anti-corrosivo dado anteriormente (CARVALHO, 2008).

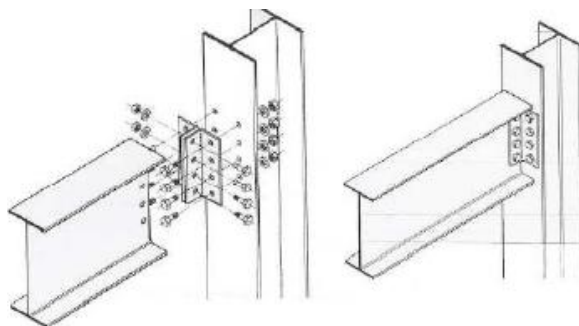


Figura 24. Exemplo de uma ligação aparafusada (CARVALHO, 2008)

2.3.6.1. Pilar – Fundação

As ligações pilar-fundação em estruturas metálicas normalmente são ligações aparafusadas com placa de base como se demonstra na figura 25. Em pavilhões constituídos por pórticos de alma cheia, utilizam-se normalmente ligações rotuladas, dimensionadas apenas para o esforço axial e esforço transverso, conseguindo-se desta forma aligeirar as fundações.

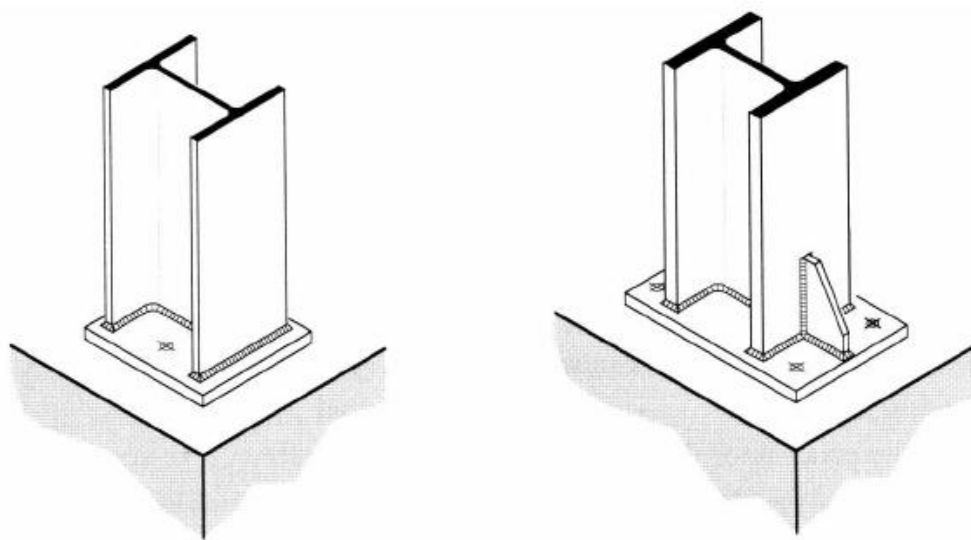


Figura 25. Ligação pilar-fundação em estruturas metálicas

2.3.7. Tipos de Aço

O aço estrutural é identificado pela designação especificada na norma europeia EN 10027 – “*Designation systems for steels. Part 1: Steel names*”. Os aços mais utilizados para fins estruturais são o S235, S275 e o S355, onde a letra S designa qual o fim a que se destina o aço, neste caso o S vem da palavra *structural*. A numeração indica a tensão de cedência em MPa (CARVALHO, 2008).

As restantes propriedades do aço, á temperatura ambiente, são consideradas constantes, onde o módulo de elasticidade é igual a 206×10^3 MPa, o coeficiente de Poisson igual a 0,3 e o módulo de rigidez transversal igual a 80 MPa (CARVALHO, 2008).

2.3.8. Vantagens/Desvantagens de pavilhões metálicos

As principais vantagens dos pavilhões metálicos são:

- Manutenção – a manutenção do edifício é fácil de se fazer pois as superfícies dos perfis são superfícies lisas sendo fáceis de limpar. Hoje em dia os perfis têm uma óptima resistência à corrosão e à descoloração o que torna a necessidade de manutenção mais reduzida;
- Facilidade de execução – é relativamente rápido construir um pavilhão industrial em aço, pois em obra apenas é necessário ligar os vários elementos;
- Facilidade de transporte – os elementos constituintes do edifício são facilmente transportados, devido às suas dimensões estes são transportados em camiões convencionais o que não irá influenciar o custo final da obra.
- Facilidade de desmontagem e reaproveitamento – a estrutura pode ser desmontada e ser transferida para outro local.
- Menor dimensão das peças – as peças metálicas devido a sua resistência apresentam dimensões menores quando comparadas com o betão e com a madeira.

As principais desvantagens dos pavilhões metálicos são:

- Necessidade de importação – não existem em Portugal produtores de perfis metálicos para a construção, pelo que existe a necessidade de estes serem importados
- Necessidade de protecção contra a corrosão – o principal problema nas construções metálicas é a corrosão dos seus elementos, pelo que é necessário recorrer a químicos que protejam a estrutura.
- Necessidade de Contraventamento – nas estruturas metálicas é necessário recorrer a sistemas de contraventamento que garantam a estabilidade da estrutura.
- Necessária protecção ao fogo

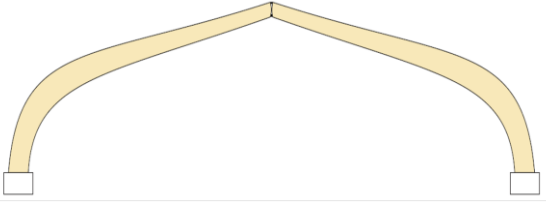
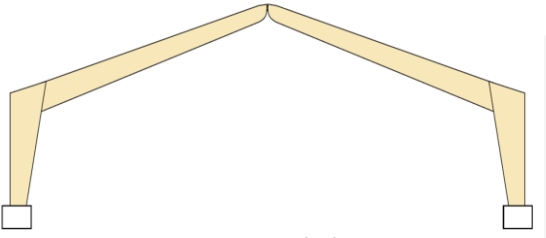

2.4.Sistemas estruturais para pavilhões em Madeira lamelada colada

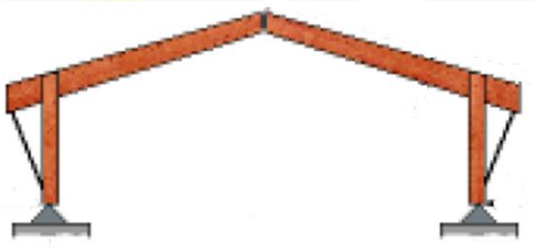




Os sistemas estruturais utilizados em pavilhões de MLC (Madeira Lamelada Colada) são idênticos aos utilizados nos pavilhões em aço pelo que a explicação dos mesmos já foi referido atrás.

2.4.1. Tipos de pórticos em MLC

Apresentam-se na tabela 9 vários tipos de soluções para pavilhões em MLC, para além de soluções porticadas apresentam-se ainda alguns tipos de arcos normalmente utilizados.

Tabela 9. Tipos de pórticos e arcos em MLC

<p><u>Pórtico curvo de três articulações</u></p> <p>Utilizado para vãos entre 20 e 60 metros, com um afastamento entre pórticos de 5 a 10 metros.</p>	
<p><u>Pórtico inclinado de três articulações</u></p> <p>Utilizado para vão de 20 a 60 metros, com inclinações superiores as 20% e afastamento entre pórticos de 5 a 10 metros.</p>	
<p><u>Pórtico inclinado de três rótulas com tirante</u></p> <p>Utilizado para vãos entre os 10 e os 25 metros, com inclinações de cobertura superiores a 14% e afastamento entre pórticos de 5 a 10 metros.</p>	

<p><u>Pórtico de três rotulas prolongado e com tirantes.</u></p> <p>Utilizado para vão entre 10 e 40 metros, com inclinações de cobertura superiores a 14% e espaçamento entre pórticos de 5 a 10 metros.</p>	
<p><u>Arco de três rótulas</u></p> <p>Utilizado para vão entre 20 e 100 metros.</p>	
<p><u>Viga de Pendente dupla com intradorso curvo</u></p> <p>Utilizada para vãos de 10 a 30 metros, com inclinações de cobertura entre os 3° e os 15°.</p>	
<p><u>Viga de pendente dupla</u></p> <p>Utilizada para vãos entre os 10 e 40 metros, com inclinações de cobertura entre os 3° e os 10°.</p>	
<p><u>Viga curva</u></p> <p>Utilizada para vão de 10 a 40 metros</p>	

2.4.2. Estrutura secundária

A estrutura secundária de pavilhões em MLC tem um funcionamento idêntico á dos pavilhões em Aço, contudo em pavilhões em MLC é muitas vezes usual a colocação de pilaretes entre os pilares principais de forma a reduzir o tamanho das madres. Para pavilhões em MLC são utilizadas madres de secção rectangular.

2.4.3. Revestimentos

O revestimento de cobertura em pavilhões em MLC é pode ser realizado da mesma forma que os pavilhões em Aço, contudo é usual recorrer-se a soluções de revestimentos em madeira, conseguindo-se desta forma manter a estética do edifício. Existem várias soluções no mercado para a realização dos revestimentos, desde painéis sandwich em madeira a painéis constituídos por madeira e cimentos.



Figura 26. Revestimento interior

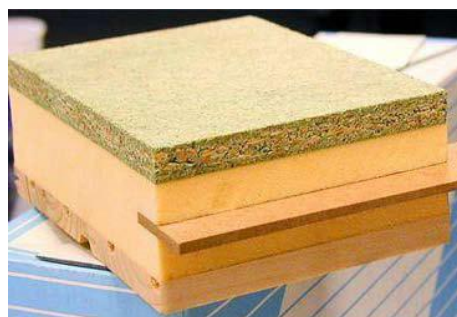


Figura 27. Exemplo de um painel sandwich em madeira



Figura 28. Revestimentos com placas cimentícias



Figura 29. Painéis HPL (High Pressure Laminates)

2.4.4. Ligações em estruturas de MLC

O desenvolvimento das estruturas de madeira esteve sempre ligado aos avanços tecnológicos dos ligadores. Para estruturas de médio ou grande vão, os métodos tradicionais nos quais os membros de madeira são unidos directamente, não são uma solução viável pois a capacidade resistente desse tipo de ligações é muito baixa quando

comparada com as ligações modernas nas quais são utilizados ligadores metálicos (CARVALHO, 2008).

As ligações modernas são realizadas com recurso a placas de aço ou de outro tipo de elementos metálicos, tendo estas ligações a vantagem de terem uma maior capacidade de carga, permitirem a colocação dos ligadores em locais com espaço reduzido, terem um fabrico controlado e serem muito fáceis de ser montados (CARVALHO, 2008).

Na construção de pavilhões industriais, devido às elevadas dimensões das peças são utilizadas normalmente cavilhas ou parafusos de porca, de forma a resistir aos elevados esforços originados nas ligações.

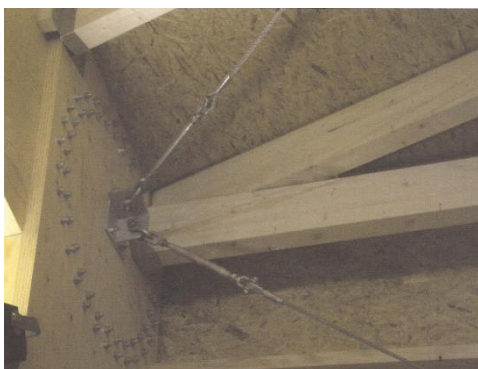


Figura 30. Ligação para resistir a momentos (NEGRÃO et al., 2009)

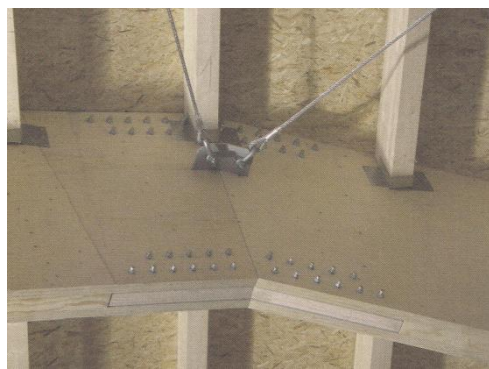


Figura 31. Emenda do nó central (NEGRÃO et al., 2009)

Para os suporte das vigas secundárias como as madres por exemplo, são utilizados normalmente suportes metálicos onde a madre apoia (figura 32), sendo a ligação entre os dois elementos feita através de parafusos de enroscar ou pregos.

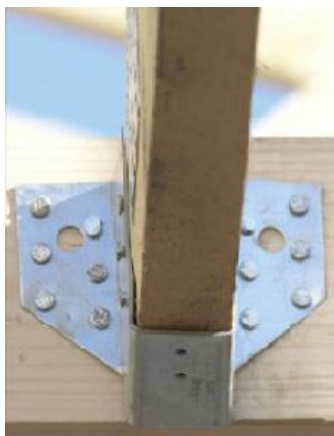


Figura 32. Ligação das madres

As ligações pilar – fundação em estruturas de MLC são normalmente articuladas, sendo dimensionadas para o esforço axial e esforço transverso. Existem no mercado vários tipos de conectores metálicos que permitem fazer a ligação. Na figura 33 apresentam-se alguns exemplos de ligadores metálicos disponíveis no mercado.

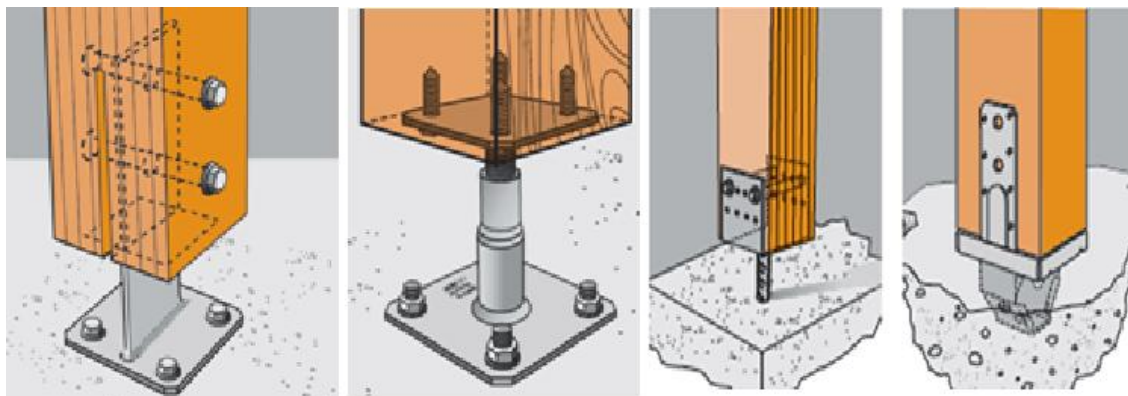


Figura 33. Exemplos de ligadores pilar-fundação para estruturas em MLC

2.4.5. Tipos de Madeira Lamelada Colada

A MLC pode ser dividida em dois grupos, a madeira lamelada colada homogénea e a madeira lamelada colada combinada. A madeira lamelada colada homogénea é constituída por lamelas com a mesma classe resistente enquanto que a madeira lamelada colada combinada é constituída por lamelas interiores e exteriores com diferentes classes resistentes, sendo as lamelas exteriores as que têm maior resistência pois são as que estão sujeitas a maiores esforços. Tanto as homogéneas como as combinadas podem ser constituídas por lamelas da mesma espécie ou constituídas por várias espécies.

Para cada tipo de MLC existem quatro classes de resistência, GL 24h, GL28h, GL 32h e GL36h, para a madeira lamelada colada homogénea e GL 24c, GL28c, GL 32c e GL 36c para a madeira lamelada colada combinada.

As capacidades resistentes e as propriedades mecânicas são definidas pela norma NP EN 1194:2002 – “*Estruturas de madeira. Madeira lamelada-colada. Classes de resistência e determinação dos valores característicos.*”

Tabela 10. Valores característicos da resistência e da rigidez (em N/mm²) e da massa volúmica (em kg/m³), para a madeira lamelada colada homogénea (IPQ, 2002)

Classe de resistência da madeira lamelada – colada homogénea		GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h
Resistência á flexão	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Resistência á tracção	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Resistência á compressão	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Resistência ao corte	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Módulo de elasticidade	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	390	420	460	490
Módulo de distorção	$G_{g,mean}$	720	780	850	910
Massa volúmica	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

Tabela 11. Valores característicos da resistência e da rigidez (em N/mm²) e da massa volúmica (em kg/m³), para a madeira lamelada colada combinada (IPQ, 2002)

Classe de resistência da madeira lamelada – colada homogénea		GL 24c	GL 28c	GL 32c	GL 36c
Resistência á flexão	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Resistência á tracção	$f_{t,0,g,k}$	14	16,5	19,5	22,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,35	0,4	0,45	0,5
Resistência á compressão	$f_{c,0,g,k}$	21	24	26,5	29
	$f_{c,90,g,k}$	2,4	2,7	3,0	3,3
Resistência ao corte	$f_{v,g,k}$	2,2	2,7	3,2	3,8
Módulo de elasticidade	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	320	390	420	460
Módulo de distorção	$G_{g,mean}$	590	720	780	850
Massa volúmica	$\rho_{g,k}$	320	380	410	430

A nomenclatura utilizada para definir as diferentes classes representa o valor da resistência á flexão (em MPa), por exemplo GL 24h, significa que se trata de madeira lamelada colada homogénea com um valor característico de resistência á flexão de 24 MPa.

2.4.6. Vantagens/Desvantagens de pavilhões em MLC

As principais vantagens de pavilhões em MLC são:

- Estrutura leve - Peso Próprio da Estrutura mais leve quando comparado com a solução em betão ou em Aço, o que pode ser um factor de economia nas fundações do edifício.
- Mais Soluções - Oferece mais soluções que o betão e o aço
- Ambiente - Na construção de um pavilhão em Madeira, Betão e Aço com as mesmas medidas, desde o fabrico das matérias até ao final da obra, um pavilhão em betão gasta mais 6 vezes energia e em aço mais 16 vezes do que a madeira.
- Esteticamente mais agradável
- 100% Reciclável
- Boa trabalhabilidade
- Bom comportamento ao fogo – ao contrario do que se pode pensar a madeira, tem um excelente comportamento ao fogo, quando em elementos de média dimensão.

As principais desvantagens de pavilhões em MLC são:

- Necessidade de mão-de-obra especializada;
- Necessidade da matéria-prima ter de ser importada;
- Necessidade de protecção – contra fogo, agentes atmosféricos, insectos, fungos;

2.5.Quantificação de acções

A quantificação de acções obedece ao prescrito pelo RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. (RSA, 1983)

2.5.1. Acções Permanentes

As acções permanentes são aquelas que ao longo da vida útil do edifício permanecem constantes ou com pequenas variações. De acordo com o RSA, as acções permanentes resultam da soma do peso próprio dos vários elementos estruturais com a restante carga permanente dos elementos não estruturais de uma estrutura.

2.5.2. Acções Variáveis

As acções variáveis são aquelas que ao longo do tempo de vida útil da estrutura sofrem alterações significativas no valor.

As acções variáveis consideradas no dimensionamento de uma estrutura devem ser a sobrecarga, neve, vento, temperatura e as acções sísmicas.

Sobrecarga

O tipo de edifícios estudados possuem coberturas onde não existe uma fácil circulação de pessoas, sendo desta forma, definida pelo RSA como uma cobertura ordinária. Assim sendo, o RSA, define uma sobrecarga uniformemente distribuída no plano horizontal com um valor característico de 0.3 kN/m^2 .

Neve

A zona de implantação dos edifícios situa-se na zona de Aveiro, pelo que segundo o RSA, não é necessário considerar o efeito da acção da Neve.

Vento

A acção do vento actua na cobertura e na fachada do edifício, e depende para além da forma e dimensões do edifício da zona territorial onde o edifício se encontra inserido. Segundo o RSA:

Zona A – a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B.

Zona B – os arquipélagos do Açores e da Madeira e as regiões do Continente situadas numa faixa costeira com 5 Km de largura ou a altitudes superiores a 600 metros.

Como a zona a ser considerada é a periferia da zona de Aveiro, esta insere-se na Zona B, pois algumas das zonas da periferia da cidade podem ser incluídas nos 5 km da faixa costeira, estando desta forma do lado da segurança, pois a Zona B é a mais desfavorável.

Quanto ao tipo de rugosidade aerodinâmica do solo o R.S.A diz que:

Rugosidade do tipo I – rugosidade a atribuir aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte;

Rugosidade do tipo II – rugosidade a atribuir aos restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas.

Como se trata de um pavilhão industrial que raramente se situa dentro das zonas urbanas, sendo usual a construção deste tipo de edifícios fora das zonas urbanas foi considerada a rugosidade do tipo II.

Para além da pressão dinâmica do vento, W_k , para a determinação da acção do vento sobre um edifício, é necessário determinar os coeficientes de forma relativos ao edifício.

OS coeficientes de forma são do tipo coeficientes de pressão δ_p que por sua vez são do tipo coeficientes de pressão exterior δ_{pe} , e do tipo coeficientes de pressão interior δ_{pi} .

Os coeficientes δ_{pe} dependem principalmente da forma do edifício e da direcção e sentido da força actuante do vento. Os coeficientes δ_{pi} da existência ou não de aberturas na envolvente do edifício.

A quantificação dos coeficientes de pressão δ_{pe} e δ_{pi} é determinada com base no Anexo 1 do R.S.A.

Acção das variações da temperatura (S_{AT})

Para representar a acção das variações de temperatura ambiente sobre as estruturas, devem ser considerados dois tipos de variação de temperatura: uniformes e diferenciais.

As variações uniformes correspondem às variações anuais de temperatura ambiente, que por se processarem com lentidão, conduzem sucessivamente a estados térmicos que se podem supor uniformes em todos os elementos da estrutura. As variações diferenciais

correspondem, por sua vez, às variações rápidas da temperatura ambiente, características da evolução diária, que originam gradientes térmicos na estrutura.

Note-se que, em muitos casos, não é necessário considerar a acção das variações uniformes de temperatura desde que se adoptem soluções construtivas adequadas, tais como juntas de dilatação convenientemente dispostas, que tornem desprezáveis os esforços resultantes daquela acção. Em tais circunstâncias há, no entanto, que estudar, cuidadosamente os pormenores construtivos necessários para garantir a livre dilatação das estruturas.

Para o revestimento deste tipo de edifícios normalmente recorre-se a chapas metálicas auto-portantes com isolamento térmico, face a este facto é razoável desprezar as variações diferenciais de temperatura.

A acção da variação uniforme de temperatura apenas será considerada nos pórticos, sendo desprezada nos restantes elementos do edifício, pois neste tipo de edifícios a ligação desses elementos é feita tendo em conta juntas de dilatação.

Os valores característicos das variações uniformes de temperatura em relação á temperatura média anual do local, salvo indicação em contrário expressa pelos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estrutura e de materiais, são os a seguir indicados:

Estrutura metálica protegida: $\pm 10^{\circ}\text{C}$

Estrutura de betão protegida: $\pm 10^{\circ}\text{C}$

Estrutura de madeira: $\pm 10^{\circ}\text{C}$

Acção dos Sismos

Para o efeito da quantificação da acção dos sismos considera-se o país dividido em quatro zonas, que, por ordem decrescente se sismicidade, são designados por A, B, C, D.

Segundo o anexo III do R.S.A o distrito de Aveiro inclui-se na zona C, assim sendo o valor do coeficiente de sismicidade, α é igual a 0.5.

O R.S.A também define a natureza do terreno, sendo que o distrito de Aveiro apresenta vários tipos de solo por todo o distrito, irá ser considerada a pior situação que é a de solos moles e muito moles que se encontram na zona mais próxima do mar, sendo assim definidos como sendo solos do tipo III.

3. CARACTERIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS ANALISADAS

Neste capítulo são apresentadas as estruturas analisadas, bem como os custos considerados para os elementos constituintes das mesmas

3.1. Pavilhões em Pré-fabricados de Betão

Os pavilhões são constituídos por pórticos interiores constituídos por dois pilares e uma viga Delta simplesmente apoiada, e por dois pórticos de fachada formados por vigas T apoiadas em pilares de fachada.

Para as madres de cobertura foram utilizadas Dallahs, e utilizaram-se vigas H para ligar os pórticos nas fachadas laterais.

Existe a opção de realizar o revestimento das fachadas com placas de betão com isolante, mas após verificar o elevado custo destes revestimentos, decidiu-se colocar pilares metálicos, IPE, a meio do espaçamento entre os pórticos, e desta forma revestir o edifício com painéis sandwich apoiados em madres metálicas UPN. Para o revestimento da cobertura foram também utilizados painéis sandwich.

As fundações, foram consideradas como encastradas, sendo a sua ligação aos pórticos principais feita através de cavidade, e as ligações dos pilares metálicos através de ligações aparafusadas.

Apresenta-se de seguida um exemplo de um dos pavilhões analisados (40x80), contudo não se colocaram as Dallahs de cobertura nem as madres metálicas de fachada para que a imagem não ficasse muito confusa. Os pilares a azul são os pilares metálicos.

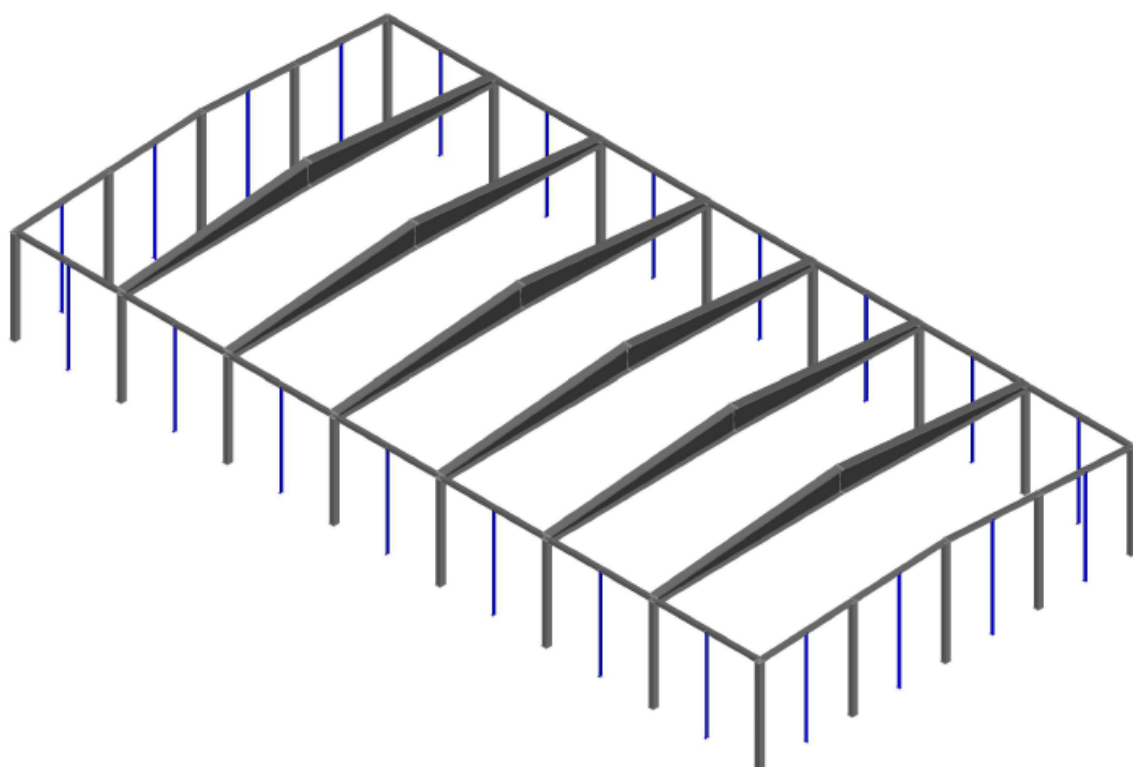


Figura 34. Exemplo de um pavilhão Betão/Aço

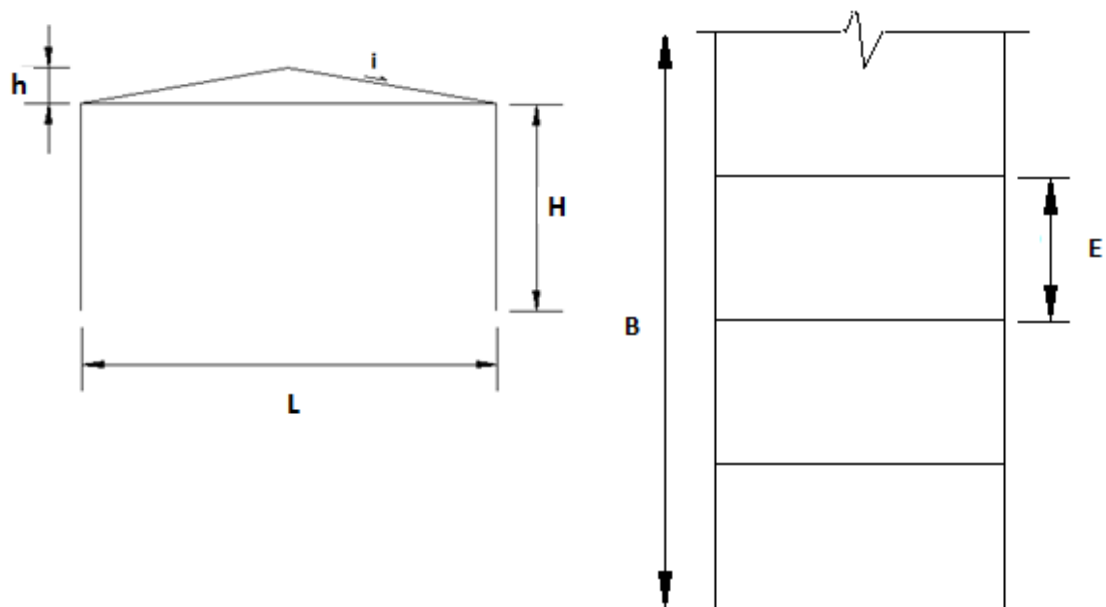


Tabela 12. Características dos pavilhões em Betão

	Pavilhão 20x40	Pavilhão 30x60	Pavilhão 40x80
Nº de pórticos	5	6	8
L (m)	20	30	40
H (m)	10		
h (m)	1,6	1,8	2,4
i (%)	10	8	8
B (m)	40	60	80
E (m)	10	12	11,43
Vigas Delta	Delta 2	Delta 3	Delta 5
Vigas T	TL50N		
Espaçamento entre Dallas AL30R (m)	2,34	2,08	2,43
Vigas caleira	Viga CH50		
Secção dos Pilares (cm)	40x60	50x60	50x60
Secção dos Pilares fachada (cm)	40x60	50x60	50x60
Pilares metálicos	IPE 270		
Madres metálicas espaçadas 1,5 m	UPN 160		
Painel sandwich	50 mm de espessura		

3.2. Pavilhões em Aço

A estrutura é constituída por pórticos formados por dois pilares e duas vigas, sendo a ligação a meio vão viga–viga e a ligação viga–pilar rígida. Nos pórticos exteriores existem pilares de fachada.

O revestimento de cobertura e de fachada é realizado através de painéis sandwich que são suportados por madres metálicas. As madres foram consideradas como simplesmente apoiadas.

Foram consideradas vigas nas fachadas laterais fazendo a ligação entre os pórticos na zona da ligação viga-pilar dos pórticos.

As ligações às fundações foram consideradas como articuladas, sendo realizadas através de aparafusamento e dimensionadas apenas ao esforço axial e forças horizontais.

O sistema estrutural utilizado foi o de pórticos de duas rótulas, sendo consideradas duas rótulas na extremidade inferior dos pilares e a ligação viga-viga e pilar-viga considerada como rígida.

Foram consideradas escoras de 3 em 3 metros a ligar o banzo inferior das vigas dos pórticos às madres de forma a evitar a encurvadura lateral da viga.

Utilizaram-se reforços nos pórticos na zona das ligações viga-viga e viga-pilar, reforçando essas zonas que são sujeitas a momentos flectores mais elevados.

Para os contraventamentos foram utilizadas “Cruzes de Santo André”, aplicadas nos pórticos de extremidade, e no pavilhão de 40x80 metros colocou-se um contraventamento longitudinal a meio do pavilhão.

Foi considerado aço estrutural S275.

De seguida apresenta-se um exemplo dos pavilhões analisados (40x80). Não foram colocadas as madres de cobertura nem as madres de fachada para não tornar a imagem confusa.

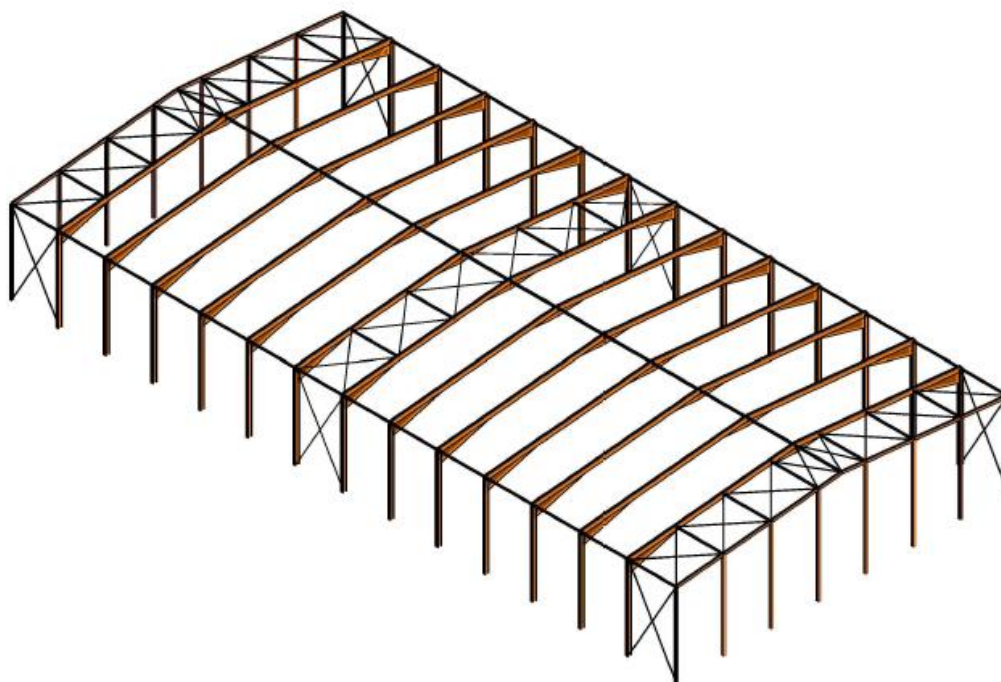


Figura 35. Exemplo de um pavilhão em Aço

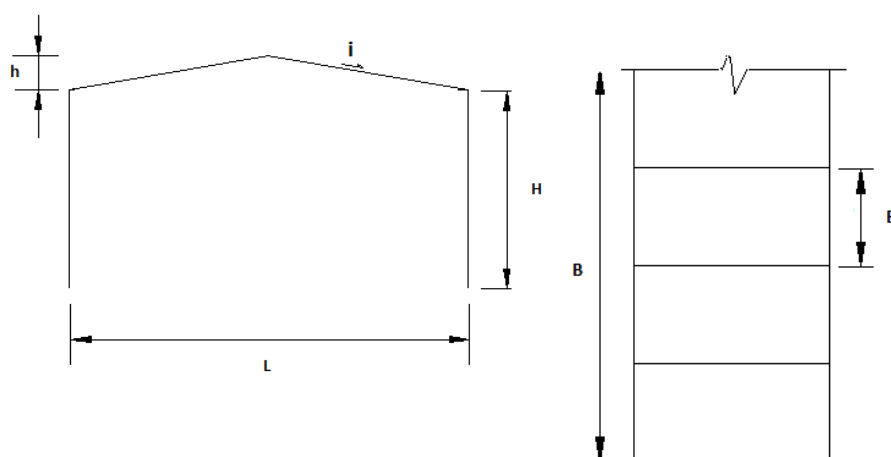


Tabela 13. Características dos pavilhões em Aço

	Pavilhão 20x40	Pavilhão 30x60	Pavilhão 40x80
Nº de pórticos	9	11	15
L (m)	20	30	40
H (m)	10		
h (m)	0,3	1,5	2
i (%)	3	10	10
B (m)	40	60	80
E (m)	5	6	5,71
Vigas dos Pórticos interiores	IPE 330	IPE 450	IPE 550
Pilares dos Pórticos interiores	HEA 280	HEA 320	HEA 450
Vigas dos pórticos exteriores	IPE 220	IPE 300	IPE 300
Pilares dos pórticos exteriores	HEA 220	HEA 200	HEA 220
Pilares de Fachada	HEA 200 espaçados 5 m	HEA 220 espaçados 6 m	HEA 240 espaçados
Madres de cobertura	UPN 120 Espaçados 1,5 m		
Madres de fachada	UPN 160 Espaçadas 1,5 m		
Vigas fachada lateral de ligação dos pórticos	HEA 100	HEA 140	HEA 140
Vigas dos contraventamentos longitudinais	HEA 100	HEA 180	HEA 180
Contraventamentos longitudinais	Varão de 25 mm	TRON 48x4	TRON 60x4
			Varão 25 mm
Painel sandwich	50 mm de espessura		

3.3.Pavilhões em Madeira Lamelada Colada

Os pavilhões de MLC são formados por pórticos de três rótulas, sendo a ligação a meio vão viga-viga e a ligação dos pilares às fundações articulada e a ligação das vigas aos pilares é rígida.

Os pórticos interiores são formados por duas vigas e dois pilares, e os exteriores são formados por duas vigas, dois pilares nas extremidades e pilares de fachada.

Os revestimentos de cobertura e de fachada são realizados através de painéis sandwich que apoiam em madres simplesmente apoiadas.

Foram utilizadas vigas nas fachadas laterais a ligar os pórticos entre si, aplicados na zona da ligação entre as vigas e os pilares dos pórticos.

Utilizaram-se contraventamentos longitudinais nos pórticos exteriores e no pavilhão de 40x80 metros utilizou-se um contraventamento longitudinal a meio do pavilhão.

Para a estrutura secundária (madres e vigas secundárias) considerou-se que a madeira lamelada colada era da classe GL 24h, e para a estrutura principal considerou-se que era da classe GL 32h.

A imagem seguinte (pavilhão 40x80), serve de exemplo aos pavilhões em MLC analisados, não sendo apresentadas nem as madres de cobertura nem de fachada para não tornar a imagem confusa.

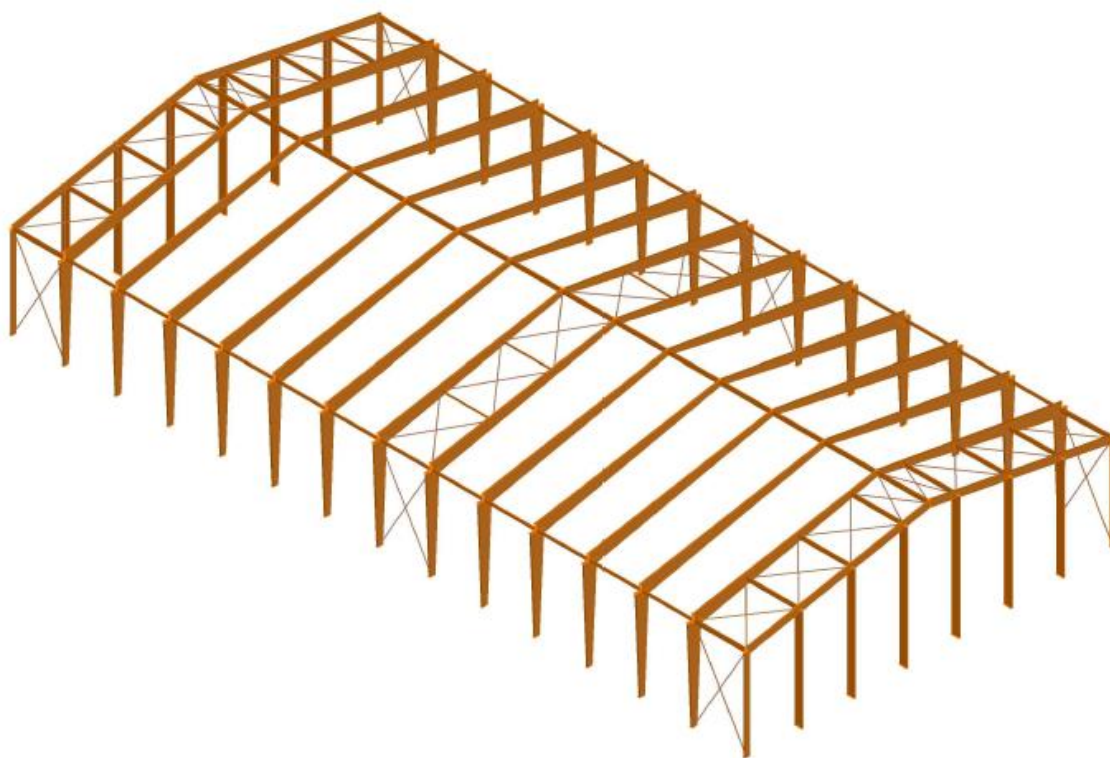


Figura 36. Exemplo de um pavilhão em MLC

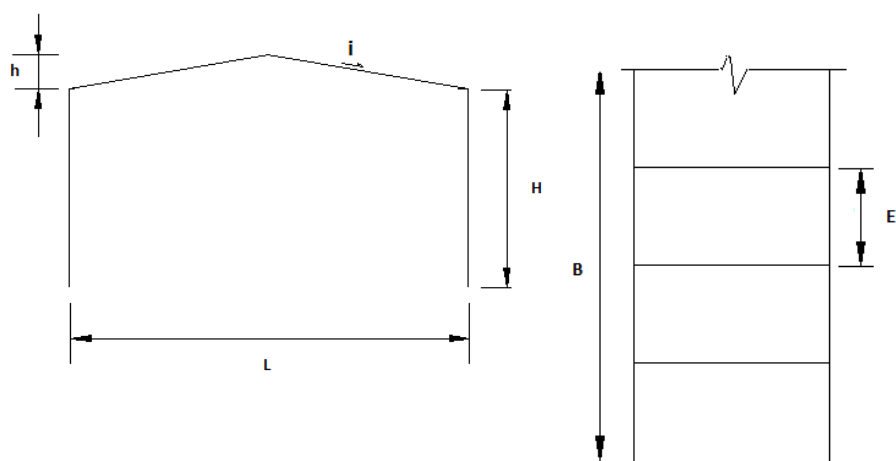


Tabela 14. Características dos pavilhões em MLC

	Pavilhão 20x40	Pavilhão 30x60	Pavilhão 40x80
Nº de pórticos	9	11	15
L (m)	20	30	40
H (m)	10		
h (m)	2	3	4
i (%)	20	20	20
B (m)	40	60	80
E (m)	5	6	5,71
Vigas dos Pórticos interiores (mm) – GL 32h	190x405/810	190x450/1035	190x550/1395
Pilares dos Pórticos interiores (mm) - GL 32h	190x855	190x675/1080	190x540/1395
Vigas dos pórticos exteriores (mm) - GL 32h	140x495	140x495	140x765
Pilares dos pórticos exteriores (mm) - GL 32h	190x495	190x595	190x520
Pilares de Fachada (mm) - GL 32h	140x675	165x720	140x810
Madres de cobertura (mm) – GL 24h	115x180 espaçadas 1,25 m	140x225 espaçadas 1,25 m	140x180 espaçadas 1,25 m
Madres de fachada (mm) – GL 24h	90x180 espaçadas 1,25 m	225x140 espaçadas 1,25 m	225x140 espaçadas 1,25 m
Vigas fachada lateral de ligação dos pórticos (mm) – GL 24h	140x180	140x270	140x270
Contraventamentos longitudinais	Varão de 25 mm	Varão de 25 mm	TRON 60x4 TRON 48x4 Varão de 25 mm
Painel sandwich	50 mm de espessura		

3.4.Preços considerados para os diferentes elementos

3.4.1. Pré-fabricados de betão

Os preços utilizados nos pavilhões de betão foram fornecidos pelo fabricante, onde já estão incluídos os custos do material, custo de produção, e custo de transporte e o lucro.

Apenas se conseguiu entrar em contacto com um fabricante deste tipo de estruturas, pelo que não foi possível fazer uma comparação entre vários fabricantes. Os preços

obtidos dizem respeito a uma simulação feita pelo fabricante e são apresentados de forma detalhada no Apêndice III.

Para a solução mista de betão e aço, foram considerados os preços fornecidos pelo fabricante de elementos de betão para as peças em betão, e para os elementos metálicos considerou-se o valor 1,40€/kg para os perfis metálicos.

Para os revestimentos, foram considerados para a cobertura 21 €/m² e para a fachada (apenas na solução mista) foram considerados 16 €/m².

3.4.2. Aço

Para a análise dos pavilhões em Aço tentou-se encontrar um intervalo onde o custo dos mesmos pudesse ser inserido. Para isso após vários contactos com várias empresas e tendo em vista o tipo de construção, chegou-se aos valores apresentados na tabela 15:

Tabela 15. Preços considerados para as estruturas metálicas

	Valores mínimos (€/kg)	Valores máximos (€/kg)
Aquisição dos perfis	0,55	0,80
Fabrico da estrutura metálica	0,30	0,40
Pintura (sem protecção ao fogo)	0,10	0,15
Transporte	0,03	0,04
Montagem	0,25	0,30
Equipamentos	0,04	0,05
Lucro	15%	
Total	1,40	2,0

Foram ainda consideradas percentagens sobre o peso final da estrutura para as ligações, considerando uma percentagem de 5% para valores minorados e de 8% para valores majorados.

Para o preço dos tubos utilizados nos contraventamentos foram considerados como preço de aquisição 0,70 €/kg como valor minorado e 1,10 €/kg como valor majorado.

Para o preço dos revestimentos foram considerados para a cobertura valores entre 21 €/m² e 25 €/m², para a fachada foram considerados valores entre os 16 €/m² e os 21 €/m².

3.4.3. Madeira Lamelada Colada

Foi extremamente difícil encontrar um preço uniforme para a MLC, já que se verificou uma grande variação entre os vários preços apresentados por diversas empresas. Desta forma tentou-se chegar a um valor médio entre empresas. Assim foi considerado como preço de aquisição para a GL24h um mínimo de 595 €/m³, e um valor máximo de 700 €/m³. Para a GL32h verificou-se que a largura das peças também influenciava o preço das mesmas, assim sendo considerou-se para peças com 140 mm de largura um valor mínimo de 700 €/m³ e um máximo de 800 €/m³, para peças com 190 mm de largura considerou-se um preço mínimo de 800 €/m³, e um preço máximo de 900 €/m³.

Foram ainda considerados custos de montagem, pintura, transporte e ferragens, a rondar os 100€/m³ e os 150 €/m³, e foi ainda aplicado um lucro de 15%.

Apresentam-se de seguida na tabela 16 os preços considerados:

Tabela 16. Preços considerados para as estruturas em MLC

		Valores mínimos (€/m³)		Valores máximos (€/m³)	
GL24h:	Aquisição	595		700	
	Montagem, ferragens, tratamentos, etc.	100		150	
	Lucro	15%			
	Total	800		978	
GL32h:	Largura da peça (mm)	140	190	140	190
	Aquisição	700	800	800	900
	Montagem, ferragens, tratamentos, etc	100		150	
	Lucro	15%			
	Total	920	1035	1092	1207

3.4.4. Fundações

Nas fundações foi considerado para o betão de limpeza um custo de 8,95 €/m², e para o betão resistente um custo de 86,44 €/m². Para a armadura das sapatas foi considerado um custo de 1,02 €/kg. Todos estes valores incluem mão-de-obra, equipamentos e material. Foi considerado betão C25/30 e Aço A500.

3.5. Diagramas de esforços

O dimensionamento de cada elemento estrutural foi realizado para a combinação de esforços mais desfavorável para esse mesmo elemento. Devido á enorme quantidade de elementos estruturais utilizados nas várias estruturas, não é possível apresentar todos os diagramas de esforços, pelo que, e apenas para que se tenha uma ideia dos esforços aplicados nas estruturas, apresentam-se os diagramas de esforços das diferentes estruturas para a combinação $1,35G + 1,5Q$ (apenas como referência, não quer dizer que tenha sido a combinação dimensionante).

Na tabela 17 são apresentados os diagramas das estruturas com 20x40 metros, na tabela 18 os diagramas de esforços das estruturas com 30x60 metros e na tabela 19 os diagramas das estruturas com 40x80 metros.

Os pavilhões de betão foram dimensionados por um fabricante deste tipo de estruturas, assim sendo para os pavilhões de betão apenas foram dimensionadas as fundações e os elementos metálicos aplicados na estrutura de forma a ser utilizada uma solução de revestimentos idêntica á dos pavilhões em Aço e em MLC.

Apresentam-se ainda as deformações verificadas nos pavilhões em Aço e em MLC, para a combinação $1,0G + 1,5Q$ na tabela 20.

Apesar de serem apresentados os diagramas das estruturas de Betão, estas não devem ser directamente comparadas com os diagramas das estruturas em Aço e em MLC, devido ao facto de os espaçamentos entre pórticos das estruturas de betão serem o dobro do espaçamento utilizado nas estruturas em Aço e em MLC. Por outro lado o espaçamento utilizado nas estruturas em Aço e em MLC é igual podendo desta forma realizar-se uma comparação directa entre os diagramas destas estruturas.

Os cálculos realizados no dimensionamento dos pavilhões podem ser encontrados na versão digital desta dissertação, não tendo sido colocados nesta versão impressa devido à grande extensão dos mesmos.

Tabela 17. Diagramas de esforços dos pavilhões 20x40 metros para a combinação 1,35G+1,5Q

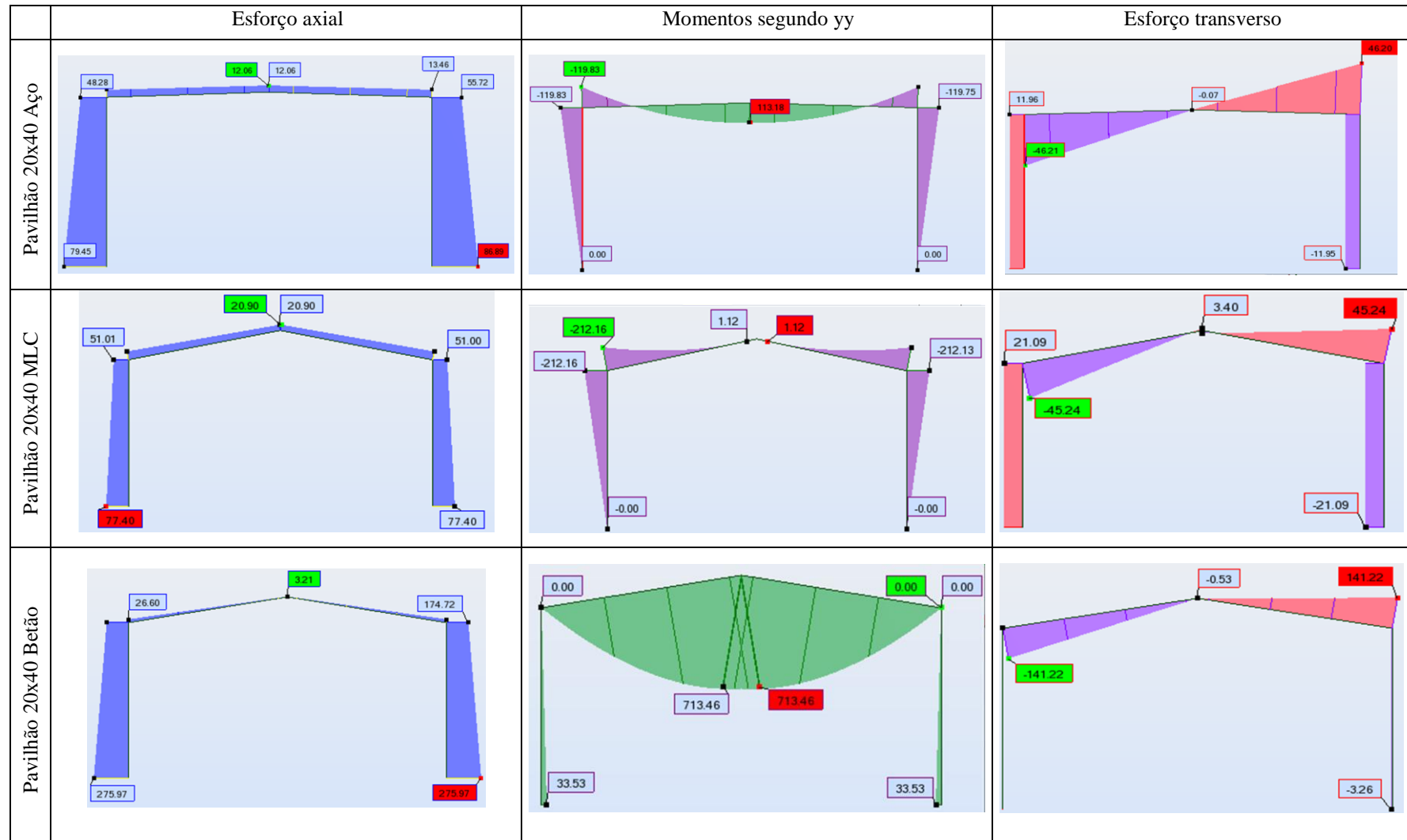


Tabela 18. Diagramas de esforços dos pavilhões 30x60 metros para a combinação 1,35G+1,5Q

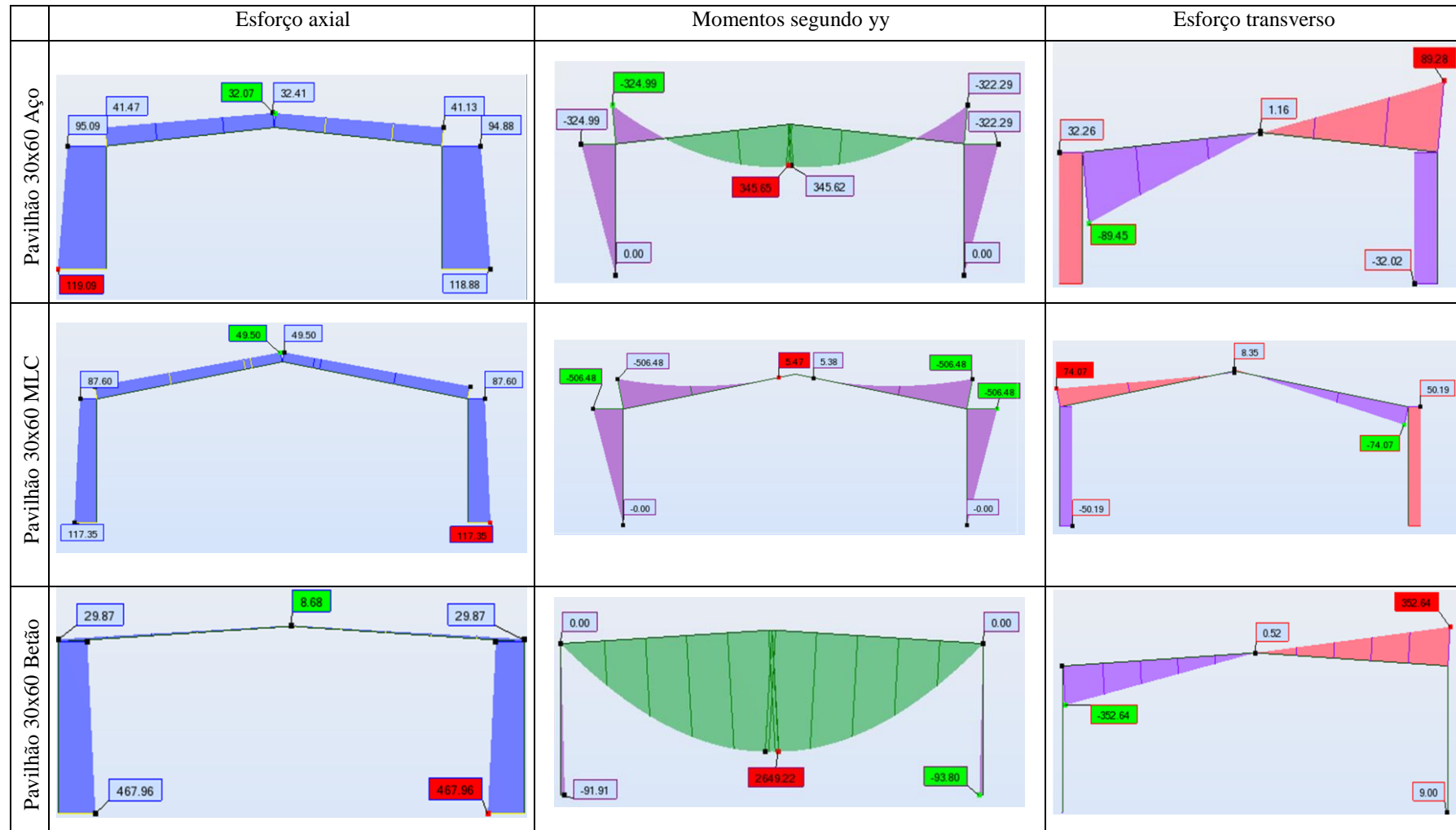


Tabela 19. Diagramas de esforços dos pavilhões 20x40 metros para a combinação 1,35G+1,5Q

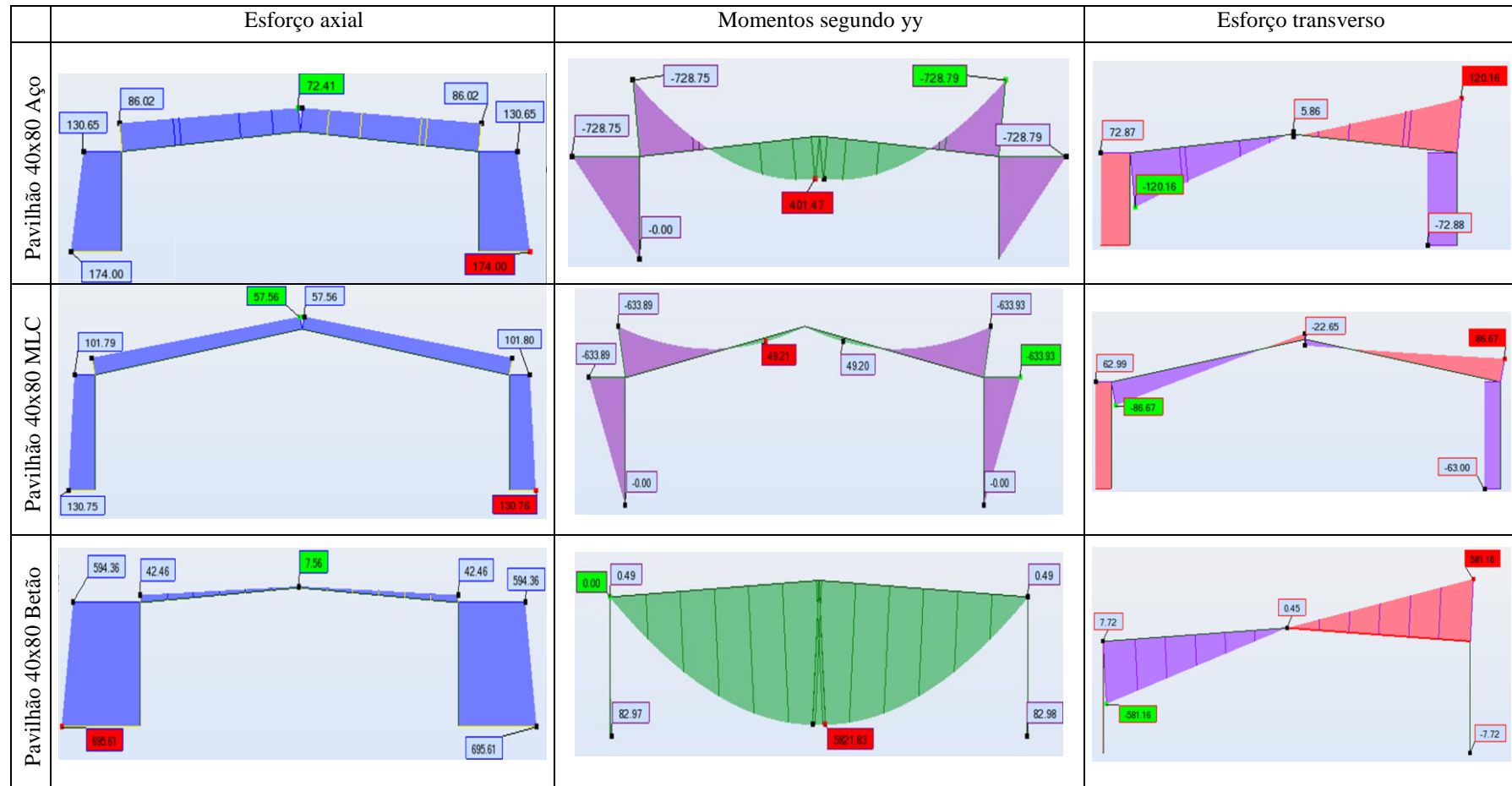


Tabela 20. Deformações das estruturas em Aço e MLC

	20x40	30x60	40x80
Pavilhão em Aço			
Pavilhão 20x40 MLC			

4. ANÁLISE DE RESULTADOS

Apresentam-se neste capítulo as várias análises efectuadas aos pavilhões considerados. São feitas análises ao nível da constituição dos diferentes pavilhões, da estrutura, revestimentos, fundações. Analisa-se ainda um pórtico interior bem como um pavilhão onde apenas existe a variação do vão.

4.1. Composição dos vários pavilhões

De forma a entender-se a contribuição que cada uma das partes de um pavilhão tem no custo final do edifício, dividiu-se o edifício em três partes, estrutura, fundações e revestimentos.

A análise foi feita para pavilhões de MLC, Aço e Betão, sendo que se apresentam duas análises para os pavilhões de betão. Isto acontece porque, inicialmente pretendia-se analisar pavilhões de betão apenas constituídos por elementos de betão, mas após análise dos resultados, verificou-se que não era possível fazer uma comparação devido ao elevado custo que estes pavilhões apresentavam caso se opta-se por usar apenas elementos de betão. Este custo é elevado devido aos revestimentos em placas de betão, pois só o custo dos revestimentos, é superior ao custo de todos os restantes elementos constituintes do edifício. Apresentam-se assim os resultados de estruturas apenas constituídas por betão para que se entenda a necessidade de se alterar a estrutura, para que se conseguisse obter valores possíveis de comparação com os pavilhões de MLC, e Aço.

A solução alternativa que se encontrou, foi já explicada no Capítulo 3 e após esta análise, a solução de betão analisada será aquela onde são utilizados perfis metálicos para o seu revestimento. Esta nova solução terá neste ponto a denominação de “Pavilhão betão/Aço”, apenas para se diferenciar da solução inicial, nas análises seguintes, esta nova solução voltará a ser denominada de “Pavilhão em betão”.

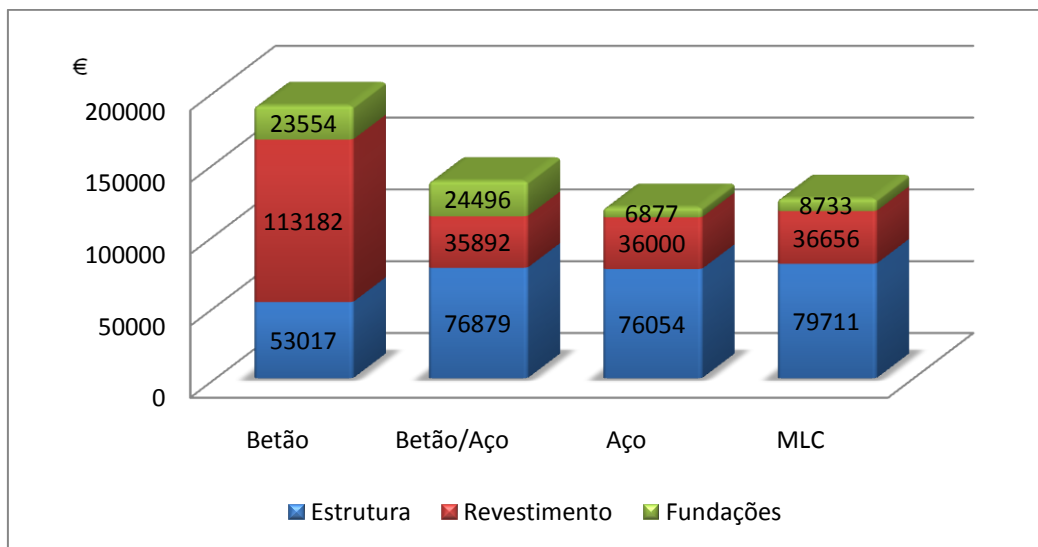
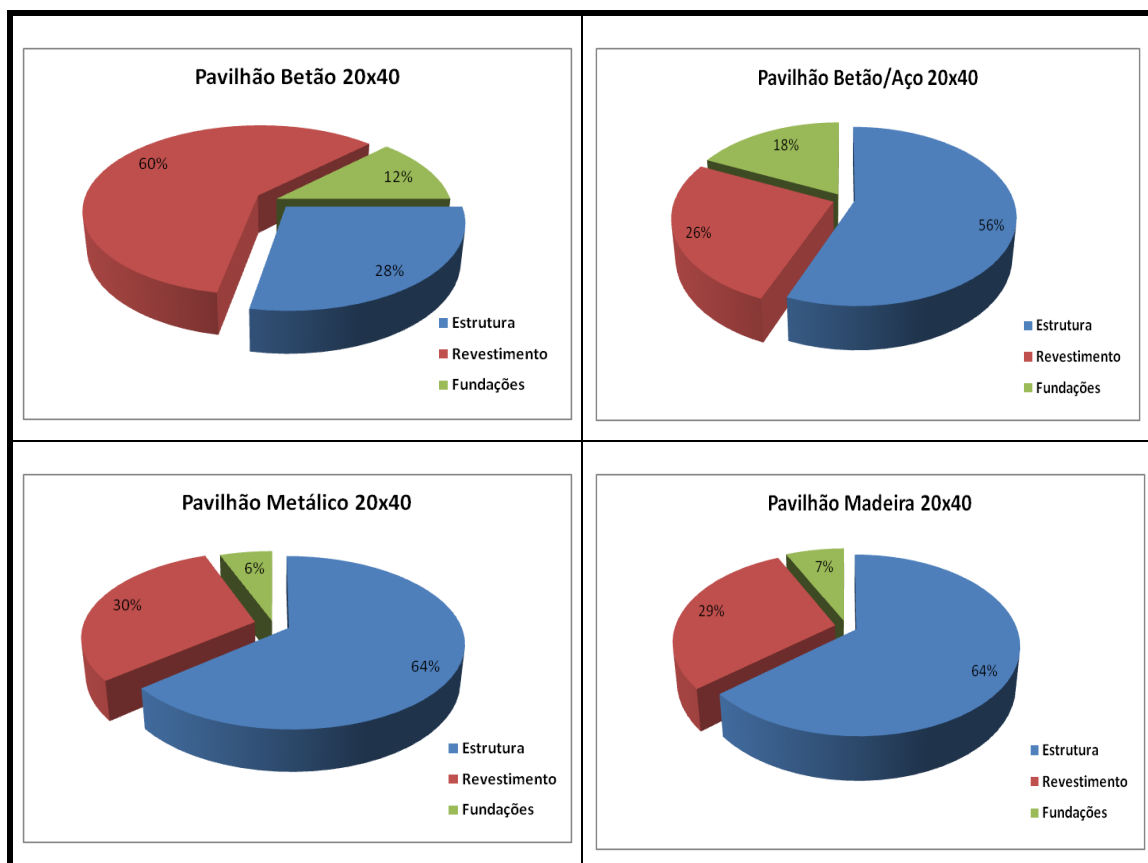


Figura 37. Custo dos componentes constituintes dos pavilhões 20x40 metros

Apresentam-se no gráfico da figura 37 o custo detalhado dos diferentes componentes considerados no custo final dos pavilhões com 20x40 metros. Na tabela 21 apresentam-se as percentagens que cada elemento tem no custo final dos pavilhões.

Tabela 21. Peso económico dos elementos constituintes dos pavilhões com 20x40 metros



Analisando os gráficos da Tabela 21, verifica-se que, como foi dito anteriormente, para um pavilhão apenas constituído por elementos em betão, o custo dos revestimentos é elevadíssimo, constituindo 60% do custo final do edifício, sendo o custo final desta solução cerca de 190 mil euros, isto quer dizer que cerca de 113 mil euros são gastos em revestimentos, ficando 28% (aproximadamente 53 mil euros), a dever-se ao custo da estrutura e 12% (aproximadamente 23 mil euros) às fundações.

Se analisarmos a solução Betão/Aço, verifica-se uma grande redução no custo dos revestimentos, o custo final do edifício é cerca de 137 mil euros, divididos em 26% (aproximadamente 36 mil euros) para o custo dos revestimentos, que se aproxima das restantes soluções, 56% (aproximadamente 76 mil euros) para a estrutura, que aumentou o seu peso no custo final devido à introdução dos perfis metálicos para suportar a nova solução de revestimento e 18% (aproximadamente 24 mil euros) para as fundações, verificando-se também um aumento do seu custo devido à introdução de novas sapatas para suportar os pilares metálicos.

O pavilhão em Aço apresenta um custo final de aproximadamente 119 mil euros, sendo que 64% (aproximadamente 76 mil euros) se destinam à estrutura, 30% (aproximadamente 36 mil euros) aos revestimentos e apenas 6% (aproximadamente 7 mil euros) às fundações.

O pavilhão em MLC apresenta um custo final de aproximadamente 125 mil euros, sendo que 64% (aproximadamente 79 mil euros) se destinam à estrutura, 29% (aproximadamente 37 mil euros) aos revestimentos e 7% (aproximadamente 9 mil euros) às fundações.

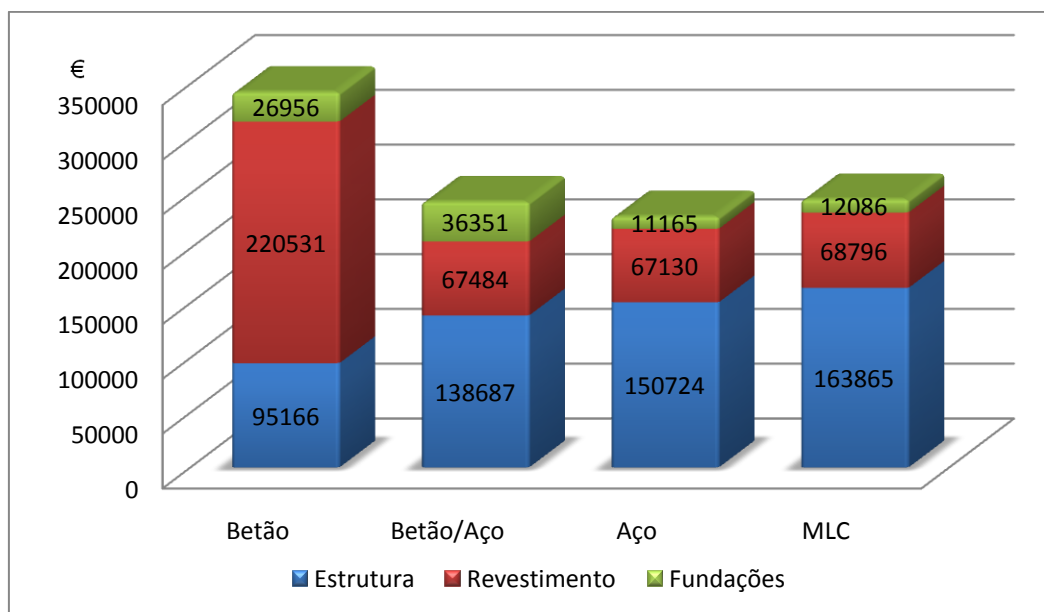
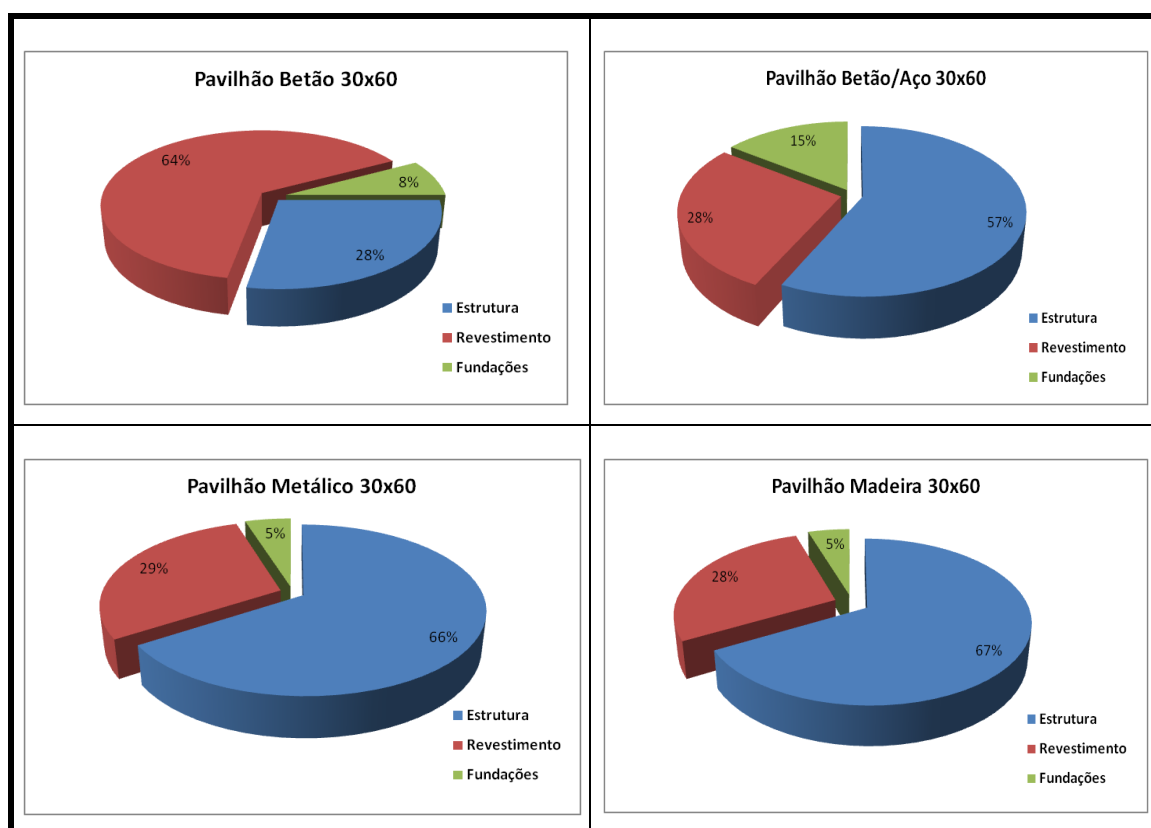


Figura 38. Custo dos componentes constituintes dos pavilhões 30x40 metros

Apresentam-se os custos dos elementos constituintes dos pavilhões com 30x60 metros e na tabela 22 a respectiva percentagem que cada elemento tem no custo final.

Tabela 22. Peso económico dos elementos constituintes dos pavilhões com 30x60 metros



O pavilhão constituído apenas por elementos de betão apresenta um custo final aproximadamente de 340 mil euros. Verifica-se que existe um aumento no peso económico dos revestimentos de 4% em relação ao pavilhão de 20x40 metros, passando os revestimentos a ser responsáveis por 64% (aproximadamente 220 mil euros) do custo final do edifício. O custo da estrutura mantém-se nos 28% (aproximadamente 95 mil euros) e as fundações sofrem uma redução de 4% passando a ser responsáveis por 8% (aproximadamente 27 mil euros) do custo final do edifício.

O pavilhão Betão/Aço, apresenta um custo final aproximadamente de 242 mil euros, existindo uma redução em relação ao pavilhão com 20x40 metros de 1% nos custos da estrutura, ficando assim a dever-se á estrutura 58% (aproximadamente 137 mil euros) do custo final do edifício. Os revestimentos sofrem um aumento de 3%, para os 28% (aproximadamente 67 mil euros) e as fundações perdem 2% para os 15% (aproximadamente 36 mil euros)

O pavilhão em Aço, apresenta um custo final aproximadamente de 229 mil euros, aumentando o peso económico da estrutura em relação ao pavilhão com 20x40 metros para 66% (aproximadamente 151 mil euros), os revestimentos sofrem uma redução de 1% para os 29% (aproximadamente 67 mil euros), e as fundações sofrem uma redução de 1%, para os 5% (aproximadamente 11 mil euros)

O pavilhão em MLC, apresenta um custo final de aproximadamente 244 mil euros, existindo em relação ao pavilhão de 20x40, uma aumento de 3% na influência económica da estrutura para os 67% (aproximadamente 164 mil euros), o contributo dos revestimentos desce 1% para os 28% (aproximadamente 69 mil euros) e o peso económico das fundações desce 2% para os 5% (aproximadamente 12 mil euros)

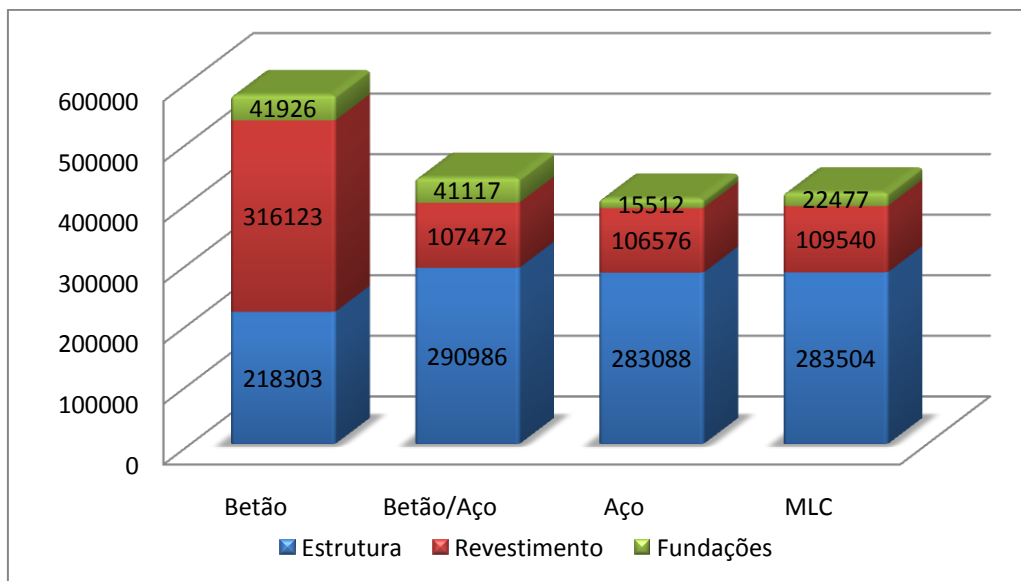
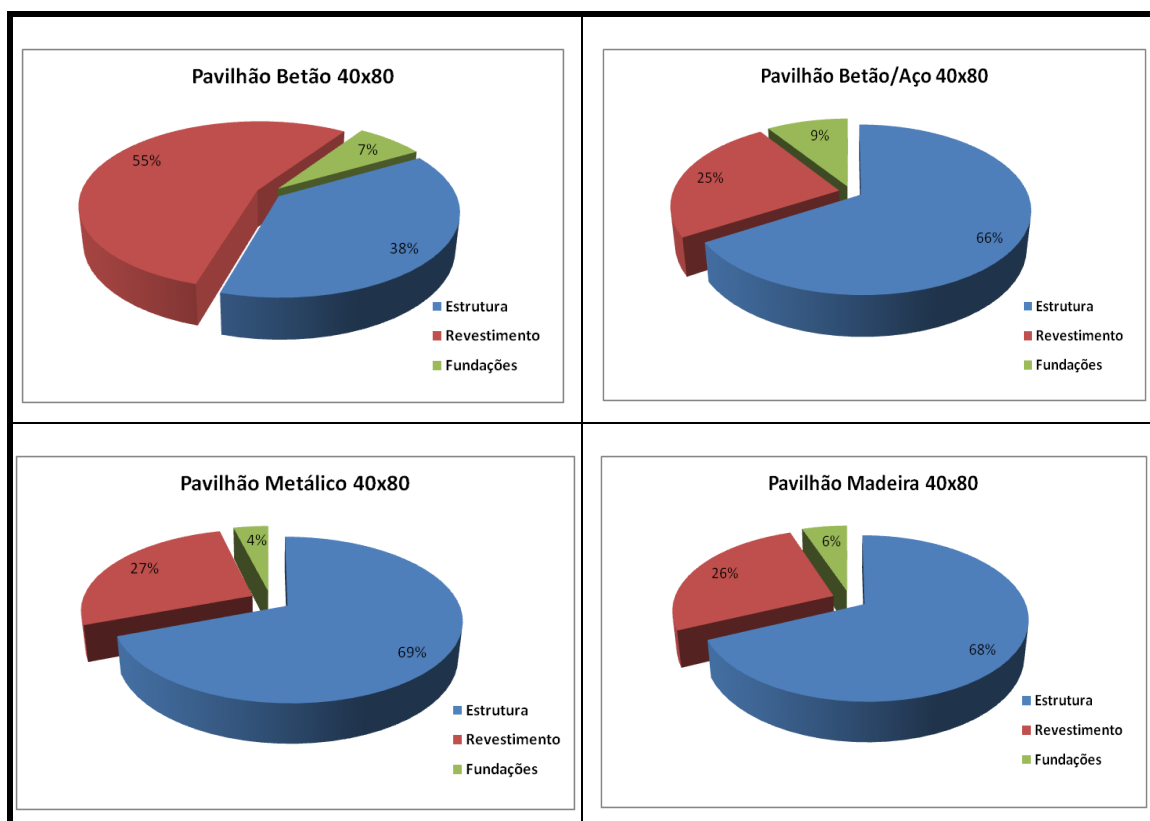


Figura 39. Custo dos componentes constituintes dos pavilhões 40x80 metros

A figura 39 apresenta um gráfico onde são detalhados os custos dos diferentes componentes constituintes dos pavilhões com 40x80 metros e na tabela 23 a respectiva percentagem que cada componente tem no custo final dos pavilhões.

Tabela 23. Peso económico dos elementos constituintes dos pavilhões com 40x80 metros



Para pavilhões com 40x80 metros construídos apenas com elementos de betão o custo total é aproximadamente de 576 mil euros, sendo que a estrutura é responsável por 38% (aproximadamente 218 mil euros) do custo total, é um acréscimo de 10% em relação ao seu contributo nos pavilhões com 30x60 metros, os revestimentos continuam a ter o maior peso económico, situando-se nos 55% (aproximadamente 316 mil euros), menos 9% que o pavilhão de 30x60 metros, e as fundações apresentam um peso de 7% (aproximadamente 42 mil euros).

Para o pavilhão Betão/Aço, o seu custo final é de 440 mil euros, sendo que o peso da estrutura sobe 9% para os 66% (aproximadamente 139 mil euros), em relação ao pavilhão com 30x60 metros, os revestimentos descem 2% para os 26% (aproximadamente 67 mil euros), e as fundações descem para os 9% (aproximadamente 41 mil euros).

Para ao pavilhão em aço, o seu custo é de 405 mil euros, existindo um acréscimo de 4% no contributo da estrutura passando para os 70% (aproximadamente 283 mil euros), os revestimentos descem 3% para os 26% aproximadamente 107 mil euros) e as fundações descem 1% para os 4% (aproximadamente 16 mil euros).

Para o pavilhão em MLC, o seu custo final é de 415 mil euros, sendo a estrutura a mais influente com 68% (aproximadamente 283 mil euros), os revestimentos com 26% (aproximadamente 109 mil euros), e as fundações 6% (aproximadamente 22 mil euros).

Verifica-se então que para um pavilhão apenas de betão o custo final da estrutura é extremamente influenciado pelos revestimentos, enquanto nas restantes estruturas o maior contributo económico é dado pela estrutura.

4.2. Análise económica da estrutura

Neste ponto é feita a análise apenas da estrutura (vigas, pilares e madres), dos diferentes pavilhões, sendo apresentado um gráfico na figura 40 onde se pode entender o comportamento económico para os diferentes materiais, bem como para os diferentes vãos.

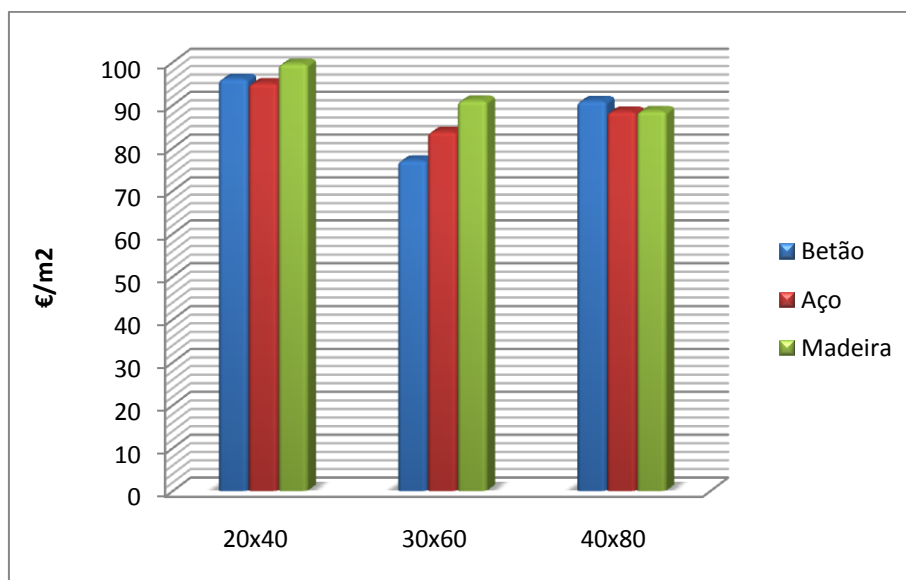


Figura 40. Gráfico representativo do custo da estrutura consoante o vão

Para pavilhões de 20x40 metros, verifica-se que a estrutura mais económica é obtida com recurso a estruturas em Aço, sendo o seu custo/m² aproximadamente de 95 euros. Um pavilhão em Betão apresenta um custo superior, cerca de 1% mais caro que a estrutura de Aço, e a estrutura com recurso a MLC é 5% mais cara que a de Aço, e cerca de 3.5% mais cara que a de Betão.

Para pavilhões de 30x60 metros, a estrutura de Betão é a mais barata tendo um custo de 77 €/m², seguida da estrutura de Aço que tem um custo superior de 7%, sendo a estrutura em MLC a mais cara, cerca de 15% mais cara que a de Betão e 9% mais cara que a de Aço.

Para pavilhões de 40x80 metros, a estrutura mais barata é a de Aço e de MLC, praticamente idênticas, a rondar os 88 €/m², e a menos económica é a de Betão que tem um custo superior de 6%.

Verifica-se assim que para os pavilhões de 20x40 e 40x80 existe uma proximidade no custo da estrutura dos diferentes materiais, sendo a Aço a mais económica. Para os pavilhões de 30x60 metros verifica-se que existe um maior distanciamento no custo das estruturas, sendo a de Betão a mais económica, devido ao menor número de pórticos que a constituem.

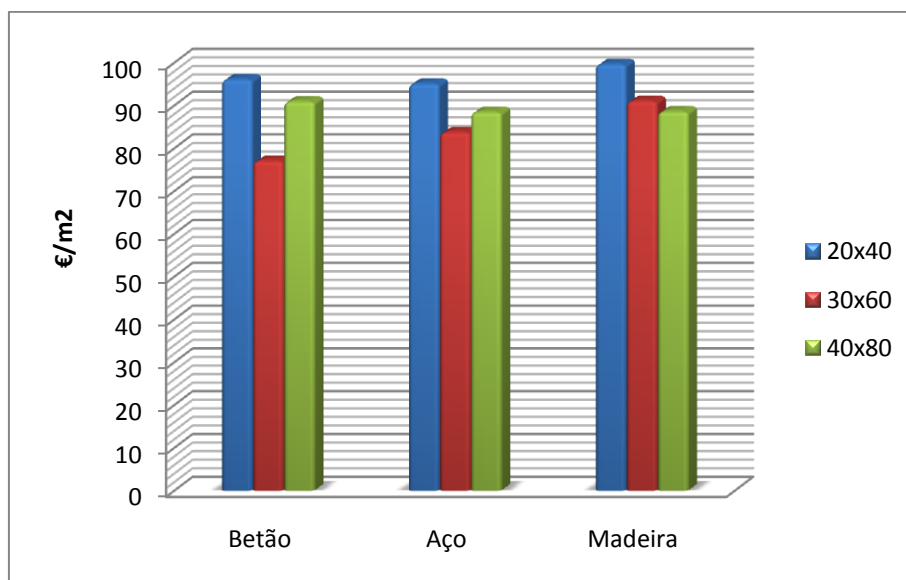


Figura 41. Gráfico representativo do custo da estrutura consoante o material.

Se a análise for feita para cada material (figura 41) analisando assim o seu comportamento ao longo dos vários pavilhões, verifica-se que para os pavilhões de betão não existe uma tendência crescente ou decrescente ao longo dos vários pavilhões (o motivo para este comportamento é explicado no ponto 4.5). Para os pavilhões em aço, também não se verifica uma diminuição do custo/m² com o aumento das dimensões dos pavilhões, observando-se uma maior diferença entre os pavilhões de 20x40 metros e 30x60 metros, e uma aproximação do custo/m² entre os pavilhões de 30x60 metros e 40x80 metros.

Os pavilhões de madeira apresentam um custo/m² da sua estrutura mais constante, situando-se por volta dos 99 €/m² para o pavilhão de 20x40 metros e para os restantes apresenta um custo aproximadamente de 90 €/m².

Em qualquer dos materiais verifica-se que a maior diferença se dá do pavilhão de 20x40 metros para o pavilhão de 30x60 metros e que para os pavilhões de Betão e de Aço, existe um aumento do custo da estrutura para as dimensões de 40x80 metros, podendo ser indicativo de que para estas dimensões e analisando apenas a estrutura, a solução estrutural começa a ser menos viável.

4.3. Análise económica dos revestimentos

Apresenta-se neste ponto a análise ao nível dos revestimentos (figura 42 e 43), de forma a entender-se o seu comportamento ao longo dos vários pavilhões.

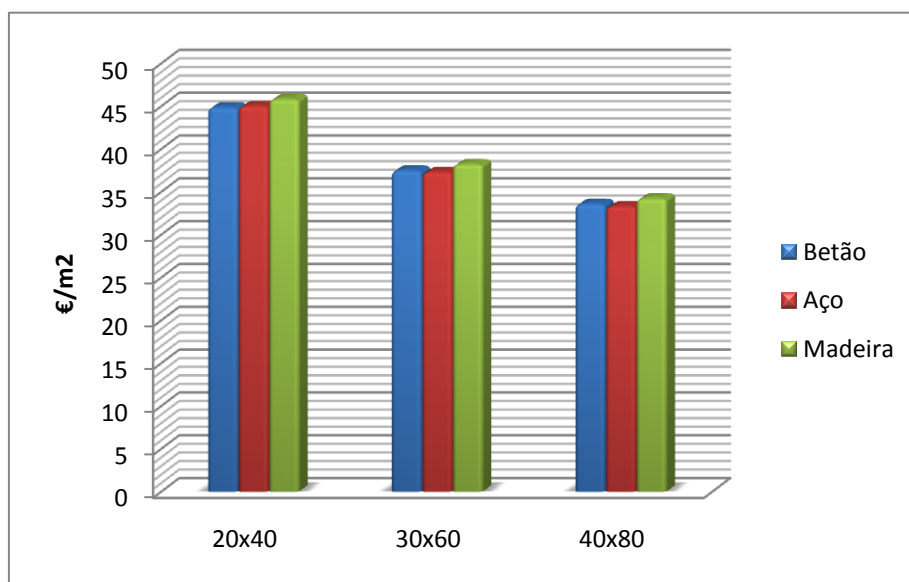


Figura 42. Gráfico representativo do custo do revestimento consoante as dimensões do pavilhão.

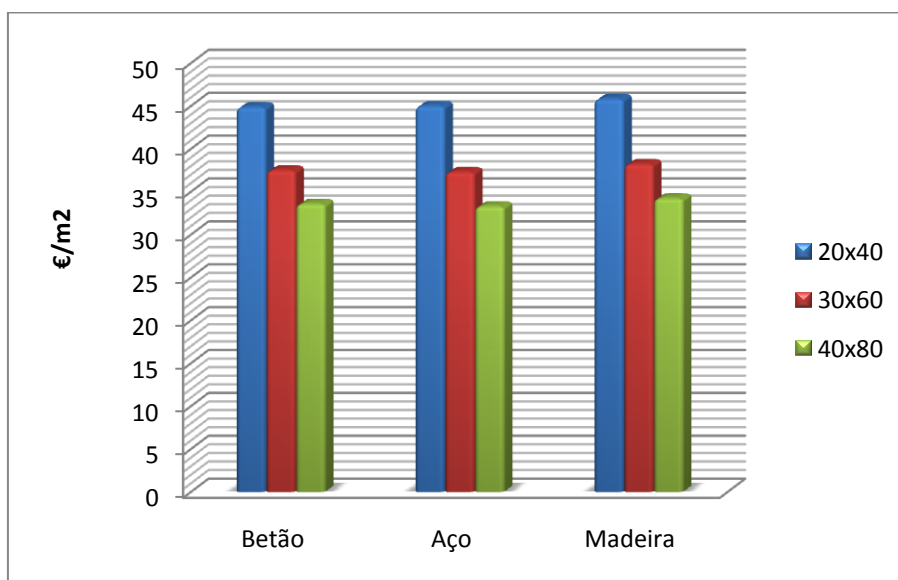


Figura 43. Gráfico representativo do custo do revestimento consoante o material.

O custo dos revestimentos é idêntico nos três matérias como era de esperar, pois a área a revestir é praticamente igual existindo uma área ligeiramente superior nos pavilhões de

MLC devido á inclinação superior da cobertura que irá provocar uma maior área nas fachadas de topo.

4.4. Análise económica das fundações

A análise realizada neste ponto diz respeito às fundações dos diferentes pavilhões, sendo analisado o seu comportamento para os vários pavilhões (figura 44) bem como para os diferentes materiais (figura 45).

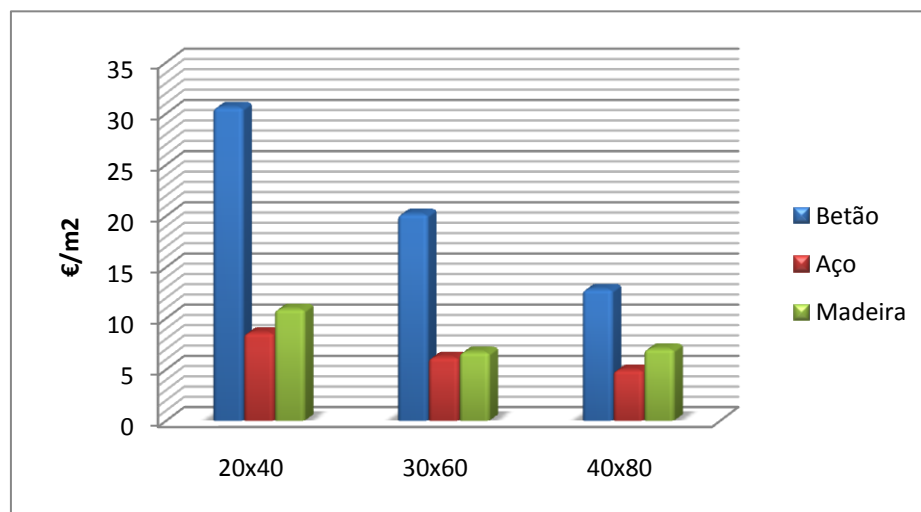


Figura 44. Gráfico representativo das fundações para cada pavilhão consoante as suas dimensões

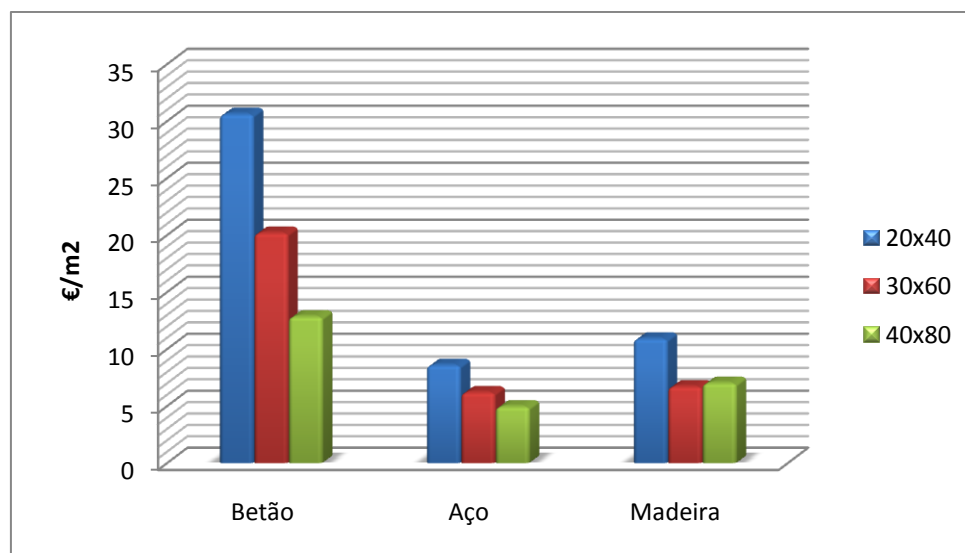


Figura 45. Gráfico representativo das fundações dos pavilhões consoante o material.

A comparação das fundações dos diferentes pavilhões, não é de toda correcta devido ao facto de estarmos a comparar ligações articuladas com ligações encastradas, sendo os pavilhões em betão prejudicados nesta análise devido ao facto de possuírem ligações encastradas, que como já foi referido anteriormente provocam fundações maiores.

Outro factor que influencia o tamanho elevado das fundações de betão, é o facto de se ter considerado uma ligação á fundação através de saliência. Neste tipo de ligação normalmente coloca-se o pilar dentro da saliência a uma profundidade de 1,5 vezes a largura do pilar. Foram utilizados pilares com 40x40 cm e 50x50 cm, assim sendo temos profundidades da saliência da sapata entre 60 a 75/80cm, em que se tivesse sido utilizada uma ligação aparafusada estas quantidade de betão teria sido removida, aligeirando assim as fundações. Contudo esta é a forma mais utilizada de realizar as ligações dos pilares às fundações em pavilhões industriais, evitando assim a necessidade de realizar contraventamentos na estrutura.

As estruturas de aço são aquelas que necessitam de menores fundações, ao contrário de uma ideia existente, de que as estruturas de madeira necessitam de menores fundações devido ao seu menor peso. É possível que assim seja, mas talvez apenas em estruturas onde a acção do vento não tenha tanta influência como nos pavilhões. Um dos maiores problemas dos pavilhões construídos em Aço ou em MLC, é o possível arrancamento da estrutura devido á acção ascendente do vento. Em uma estrutura metálica as acções descendentes e as ascendentes totais são mais ou menos semelhantes, á volta de 0.8 kN/m², com uma predominância da acção ascendente, no caso das estruturas de madeira, onde a estrutura é mais leve logo as acções descendentes são menores, existe um maior risco para que a estrutura seja arrancada do solo pelo vento, logo são necessárias fundações mais pesadas, não para suportar a estrutura mas para lhe dar o peso que falta na estrutura, equilibrando assim as acções descendentes e ascendentes.

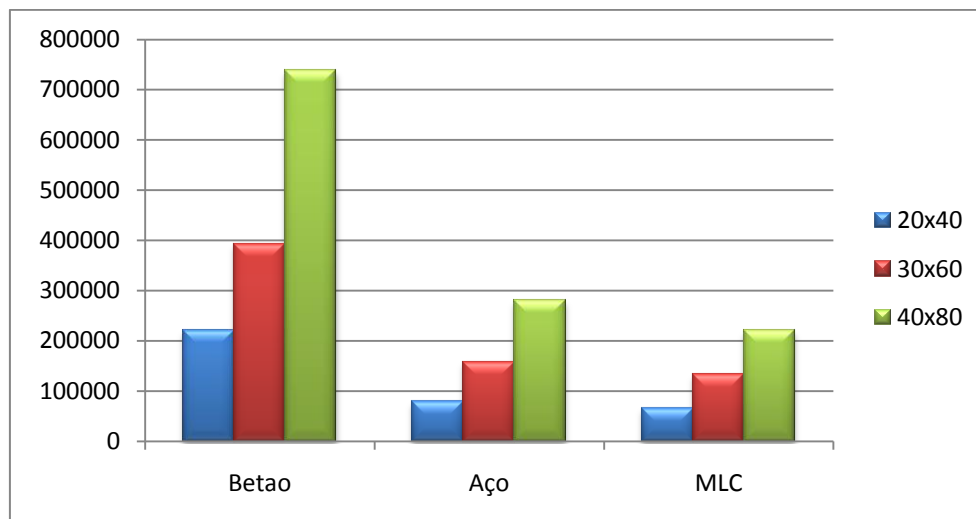


Figura 46. Gráfico representativo do peso dos pavilhões (kg)

O gráfico da figura 46 apresenta o respectivo peso de cada pavilhão para os diferentes materiais, os respectivos pesos representam o peso da estrutura e dos revestimentos.

Facilmente se entende que os pavilhões Betão são aqueles que possuem um maior peso, entre as 200 toneladas e as 750 toneladas, enquanto os pavilhões em Aço têm um peso de 2,5 vezes inferiores ao de Betão e os de MLC, são mais leves, cerca de 3,5 vezes, sendo os pavilhões de MLC os mais leves como esperado.

4.5. Análise Económica dos Pavilhões.

Neste ponto é feita a análise ao custo final dos diferentes pavilhões, considerando o custo da estrutura, dos revestimentos e das fundações.

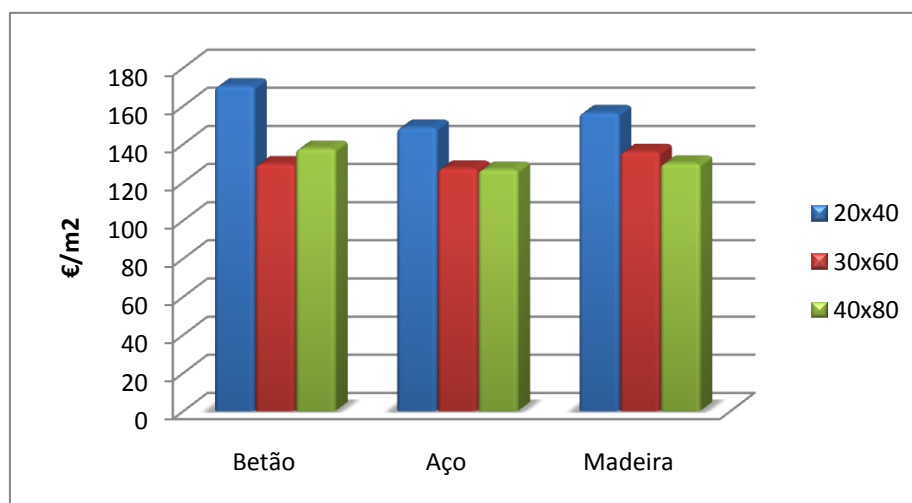


Figura 47. Gráfico resumo do custo final dos pavilhões (análise pelo material)

Verifica-se na figura 47 que com a excepção dos pavilhões em Betão, que existe uma diminuição do custo/m² com o aumento das dimensões dos pavilhões, verificando-se uma redução mais acentuada dos pavilhões de 20x40 metros para os 30x60 metros.

A razão pelo qual os pavilhões em Betão não seguem uma tendência decrescente do seu custo/m², deve-se essencialmente á grande diferença no custo das vigas Delta. Enquanto que a diferença do custo entre uma viga Delta de 20 metros e uma de 30 metros é de aproximadamente 2500 euros, a diferença entre uma viga de 30 metros e uma de 40 metros é de aproximadamente 12200 euros.

Analisando o custo total apenas das vigas Delta, temos o seguinte:

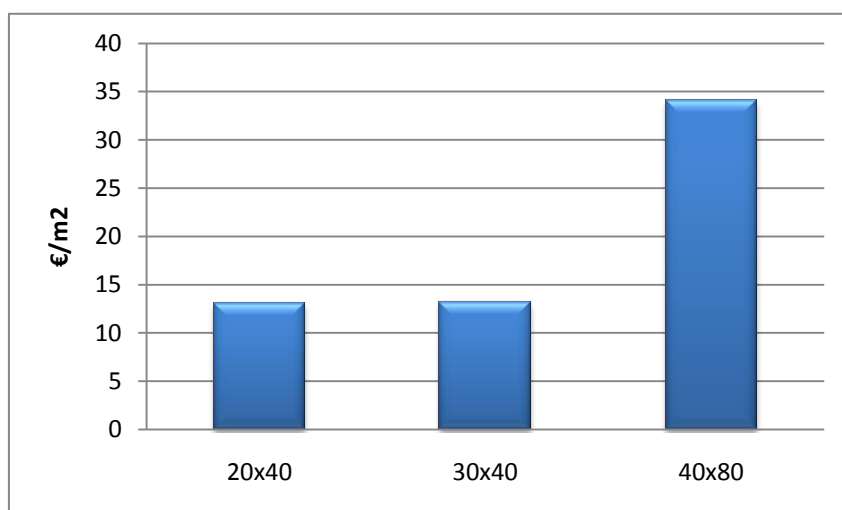


Figura 48. Análise ao custo/m² das vigas Delta

O custo total das vigas Delta é apresentado na figura 48 e para um pavilhão de 20x40 metros é de aproximadamente 10 300€ que se traduz em cerca de 13€/m², enquanto que para um pavilhão de 30x60 metros o custo total é de aproximadamente 23800€, que se traduz em cerca de 13,24€/m², verifica-se assim que o custo/m², se mantém idêntico entre os dois pavilhões. Quando se analisa o pavilhão de 40x80 metros, verifica-se um custo das vigas Delta de aproximadamente 109 mil euros, que se traduz em cerca de 34€/m², desta forma a grande diferença entre os custo das vigas Delta são o principal factor para que o custo/m² dos pavilhões em Betão não seja decrescente com o aumento das dimensões dos mesmos.

Existe esta disparidade de preços entre as vigas Delta de 20,30 metros com as Delta de 40 metros por várias razões. A quantidade de betão utilizada nas vigas Delta com 40

metros é superior á quantidade utilizada nas Delta de 20 e 30 metros em conjunto. Outro factor é a fabricação das vigas, enquanto que as de 20 e 30 metros são fabricadas em pistas de pré-tensão, as de 40 metros são fabricadas num fosso dificultando a manipulação da viga. A armadura utilizada bem como os cabos de pré-esforço são de maior diâmetros nas vigas de 40 metros e o betão utilizado é de maior resistência.

O transporte das vigas também tem influência no preço, pois é diferente transportar uma viga com 9 toneladas (Delta 20 metros) ou uma com 17 toneladas (Delta 30 metros) e uma viga com 45 toneladas (Delta 40 metros), enquanto que o transporte das duas primeiras é feito normalmente, apenas para a de 30 metros é necessário carro piloto, para uma viga Delta com 40 metros é necessária escolta policial.

Os custos de montagem também são muito diferentes, como se deve compreender é muito diferente montar uma viga com 9 toneladas e uma com 45 toneladas. Para se montar uma viga Delta com 40 metros são necessárias duas guias de 100-120 toneladas com guindaste duplo, enquanto que a montagem das vigas com 20 e 30 metros se faz com uma guia de 30 toneladas. Também existe uma grande diferença nos rendimentos de montagem, pois podem ser montadas por dia, 10 vigas de 20 metros e 6 vigas de 30 metros, enquanto que o rendimento de montagem de uma viga de 40 metros é de 1,5 vigas por dia, pelo que o rendimento das vigas de 40 metros baixa e os custos de montagem aumentam devido principalmente ao custo das guias.

O modo de fixação das vigas também é diferente, pois para as vigas de 40 metros é necessário efectuar ligações aparafusadas, enquanto que para as vigas de 20 e 30 metros podem ser utilizadas ligações tubulares que funcionam por fricção.

Para os pavilhões em Aço e MLC verifica-se uma maior redução do seu custo do pavilhão 20x40 metros para o de 30x60 metros, no entanto quando se compara o pavilhão de 30x60 metros com o de 40x80 metros, verifica-se uma diminuição na diferença do custo, podendo-se afirmar que para a dimensão 40x80 metros começa a ser menos viável.

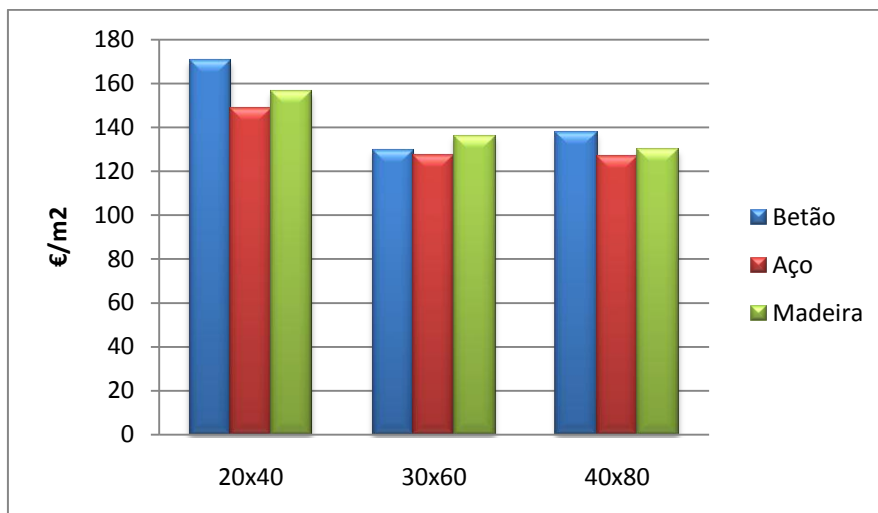


Figura 49. Gráfico resumo do custo final dos pavilhões (análise pelas dimensões)

Verifica-se assim na figura 49 que os pavilhões em Aço são os que apresentam um custo menos elevado, variando entre os 148 €/m² (para 20x40 metros) e os 127 €/m² (para 40x80 metros). Os pavilhões em MLC, variam com o aumento das dimensões entre os 156 €/m² e os 130 €/m² e os pavilhões em Betão/Aço, variam entre os 179 €/m² e os 138 €/m².

4.6. Influência Económica devida á variação do vão num pórtico intermédio

Pretende-se perceber a influência a nível económico provocada pela variação do vão de um pórtico. Para isso, analisou-se um pórtico interior de cada um dos pavilhões, considerando que o pórtico é constituído por pilares, vigas e fundações.

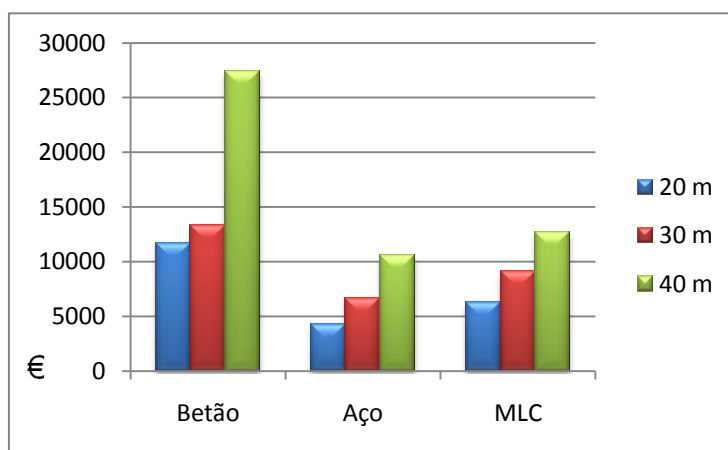


Figura 50. Gráfico demonstrativo do custo de um pórtico interior (análise ao material)

Através da análise do gráfico da figura 50, consegue-se perceber que o comportamento entre os três materiais não é de todo semelhante.

O Aço e a MLC, apresentam um comportamento semelhante, onde existe uma variação praticamente constante, onde para uma variação de um vão de 20 metros para um vão de 30 metros, o Aço apresenta um aumento de cerca de 57% e a MLC apresenta um acréscimo de custo de 44%. Por outro lado o Betão, apresenta um aumento muito menor, apenas de 14%.

Quando se faz a análise para a variação de um vão de 30 metros para um de 40 metros, os resultados são um pouco diferentes dos anteriores. Para o Aço e a MLC, o aumento é de 59% para o Aço e de 40% para a MLC. Por outro lado, se na transição de um vão de 20 metros para um vão de 30 metros o Betão foi o que sofreu menor aumento (apenas 14%), quando a transição é feita de um vão de 30 metros para um vão de 40 metros, o aumento é colossal, sendo este, cerca de 105%.

Este aumento do custo do pórtico deve-se essencialmente á viga, que passa de cerca de 5 000€, para uma viga com 30 metros, para cerca de 18 000€ para uma viga com 40 metros, existindo assim um aumento de 260% no custo da mesma.

Contudo o pavilhão que sofre maior aumento entre um vão de 20 metros e um de 40 metros é o pavilhão de Aço, sofrendo um aumento de 149% seguido do pavilhão de Betão com um aumento de 134%, sendo o pavilhão em MLC o menos influenciado pelo aumento do vão tendo um aumento de 101%.

Verifica-se então que para o Aço, o aumento do custo entre os vários vãos se mantém constante, perto dos 58%, para a MLC, o aumento anda á volta dos 42% e que para o Betão existem um aumento de 14% de um vão de 20 metros para 30 metros e um aumento de 105% quando se passa de uma vão de 30 para 40 metros.

Pode-se então concluir que o pórtico menos afectado pelo aumento do vão é o de MLC, e o mais afectado é o de Aço. Pode-se ainda afirmar que os pórticos de betão são muito pouco afectados na transição de 20 metros para 30 metros, mas na transição de 30 metros para 40 metros, são extremamente influenciados pelo aumento do vão.

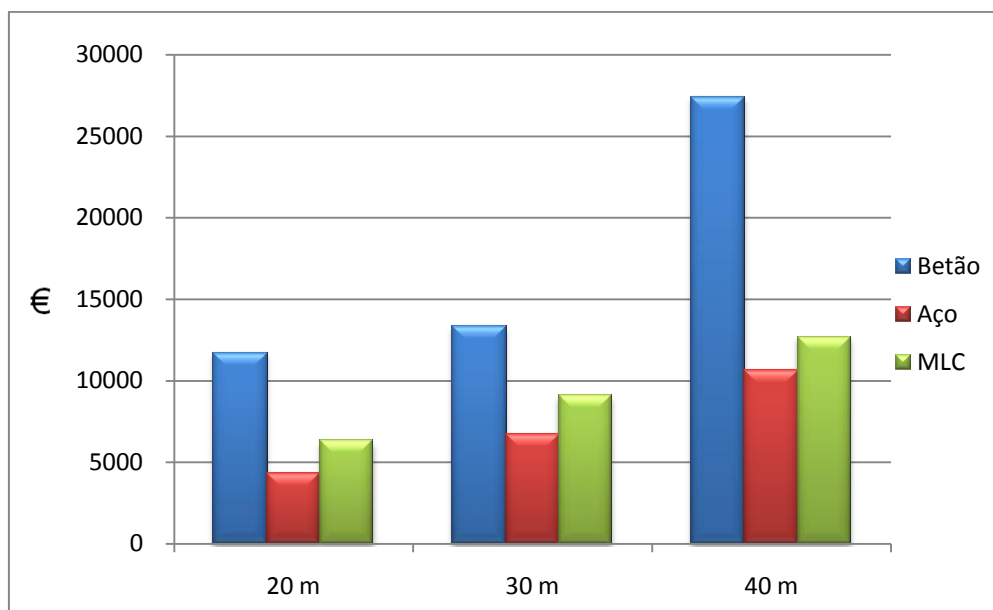


Figura 51. Gráfico demonstrativo do custo de um pórtico interior (análise ao vão)

Se a análise for feita para cada vão individualmente, verifica-se que para os três vãos analisados os pórticos interiores com menor custo são os pórticos em Aço, seguidos dos pórticos em MLC e por último os pórticos em Betão. Verifica-se novamente um aumento maior no custo do pórtico em betão quando se passa de um vão de 30 metros para um de 40 metros, razão já explicada anteriormente.

4.7. Influência económica de um pavilhão onde apenas existe variação do vão

Nesta análise, pretende-se entender a influência da variação do vão mantendo-se o desenvolvimento da estrutura, para tal, manteve-se o desenvolvimento de 40 metros, e alterou-se apenas a dimensão do vão. Analisaram-se assim edifícios com vãos de 20, 30 e 40 metros, com um desenvolvimento de 40 metros.

É de realçar que foram consideradas as acções do vento utilizadas no dimensionamento das estruturas de 20x40, 30x60 e 40x80, onde a relação entre o comprimento e a largura são iguais $\frac{1}{2}$, relação que para as estruturas estudadas neste ponto será diferente, variando entre os $\frac{1}{2}$ e 1. Na realidade este factor iria influenciar o valor da acção do vento nas paredes, mas por motivos de simplificação foi ignorado.

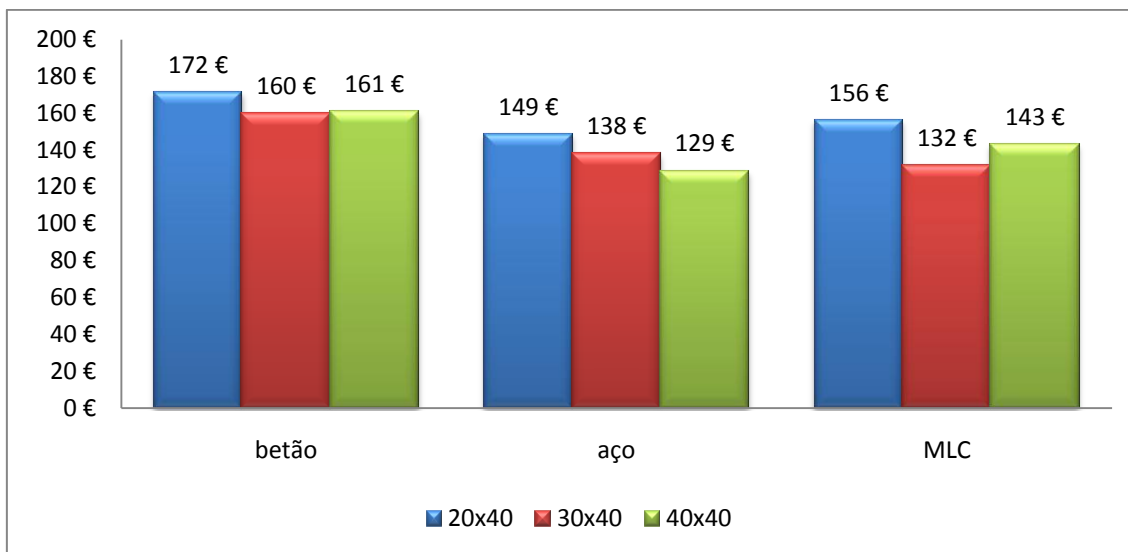


Figura 52. Comportamento económico de uma estrutura com desenvolvimento fixo e vão variável (análise ao material)

O gráfico da figura 52 demonstra a influência que a variação do vão do edifício tem no custo final do mesmo. Os valores apresentados dizem respeito ao custo da estrutura, revestimentos e fundações, de edifícios com 40 metros de desenvolvimento, e com vãos variáveis entre os 20 e os 40 metros.

Verifica-se assim para os pavilhões Betão, uma diminuição de 6,8% quando se passa de um vão de 20 metros para um vão de 30 metros e um aumento praticamente inexistente de 0,8% quando se passa de um vão de 30 metros para um vão de 40 metros.

Para um pavilhão de aço, o aumento é praticamente constante ao longo dos diferentes vãos, sendo o aumento de um vão de 20 para 30 metros tem uma redução de 7% e de um vão de 30 para 40 metros de 6,7%

Para um pavilhão em MLC, existe uma redução de 15% entre o vão de 20 metros e de 30 metros, e quando se passa de vãos de 30 metros para 40 metros tem um aumento de 8,7%.

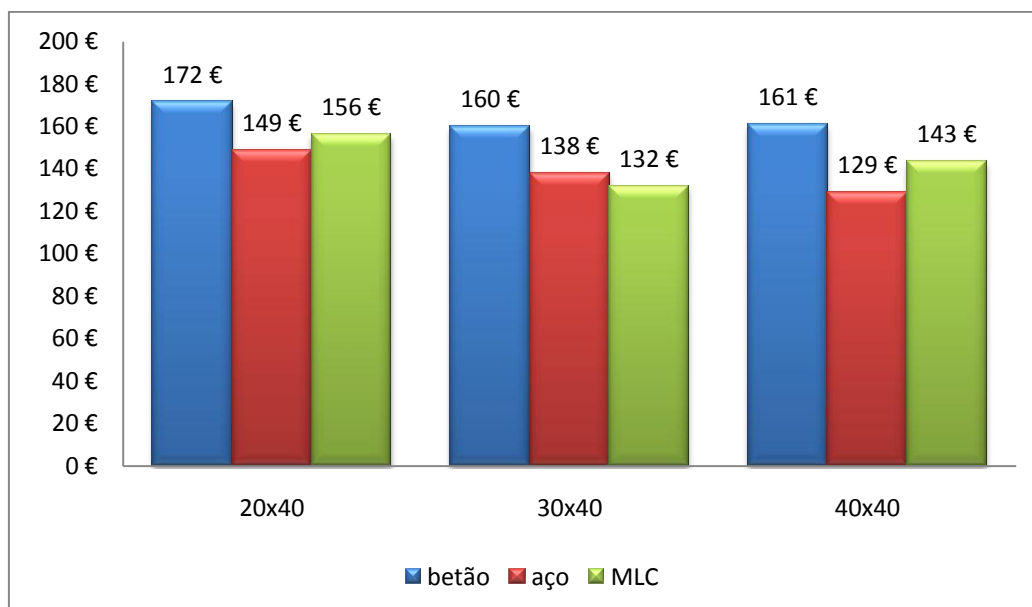


Figura 53. Comportamento económico de uma estrutura com desenvolvimento fixo e vão variável (análise ao vão)

Analisando os pavilhões pelas suas dimensões (figura 53) verifica-se que para um pavilhão de 20x40 metros a melhor solução obtém-se através dos pavilhões em Aço, para pavilhões com 30x40 metros a melhor solução é obtida através da MLC e para os pavilhões com 40x40 metros o Aço volta a ser novamente a melhor solução.

Em conclusão, um pavilhão onde se mantenha um desenvolvimento de 40 metros e se altere apenas o vão num intervalo de 20 a 40 metros, o pavilhão que oferece melhores soluções em termos económicos é o Aço, mantendo sempre um custo decrescente ao longo dos vários vãos, sendo apenas ultrapassado pelos pavilhões em MLC para um vão de 30 metros, contudo não se verifica uma tendência decrescente para os pavilhões em MLC, onde para dimensões de 40x40 metros o custo por/m² é superior aos pavilhões de 30x40 metros.

Os pavilhões de Betão também não mantêm uma tendência decrescente, sendo em todos os casos a pior solução em termos económicos.

4.8. Intervalo de custos para estruturas em Aço e MLC

Através de preço mínimo e máximos de mercado encontrou-se um intervalo de custo onde o preço dos pavilhões em Aço e em MLC podem variar. A análise foi feita apenas para estes dois materiais, deixando-se de fora os pavilhões em betão devido á

difficuldade de se encontrar junto das empresas de pré-fabricados de betão informação acerca destes valores.

Apenas se considerou a variação dos preços da estrutura e dos revestimentos, considerando o custo das fundações constante, devido também a falta de informação.

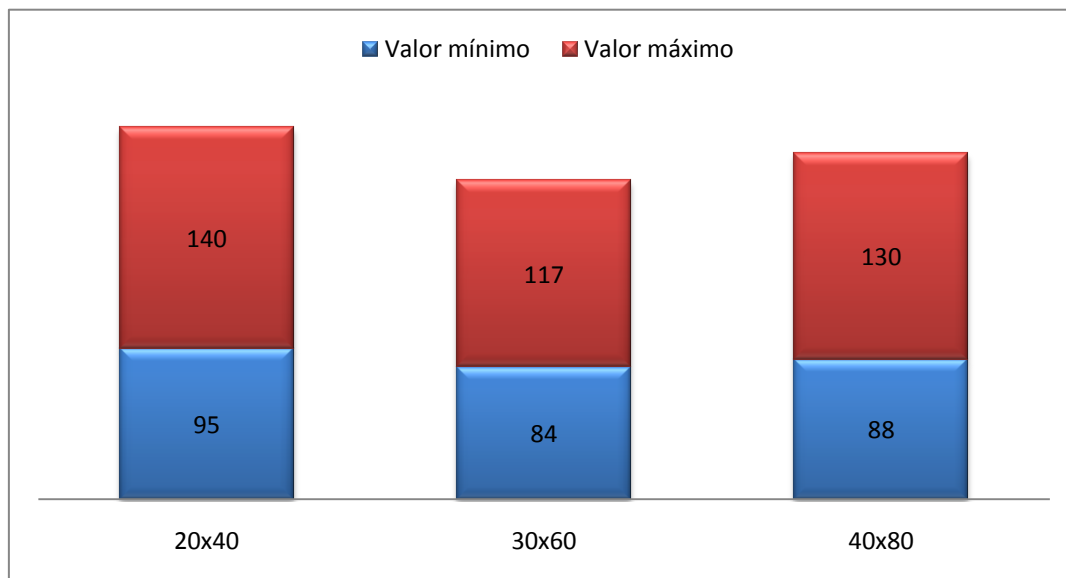


Figura 54. Gráfico representativo dos intervalos de custo para uma estrutura em Aço (€/m²)

O gráfico da figura 54 representa os intervalos encontrados para o custo do esqueleto estrutural para os diferentes pavilhões. Através da análise do mesmo verifica-se:

- Para um pavilhão de 20x40 metros, o custo da sua estrutura pode variar entre os 95 €/m² e os 140 €/m²;
- Para um pavilhão com 30x60 metros, o custo da sua estrutura pode variar entre os 84 €/m² e os 117 €/m²;
- Para um pavilhão com 40x80 metros, o custo da sua estrutura pode varia entre os 88 €/m² e os 130 €/m².

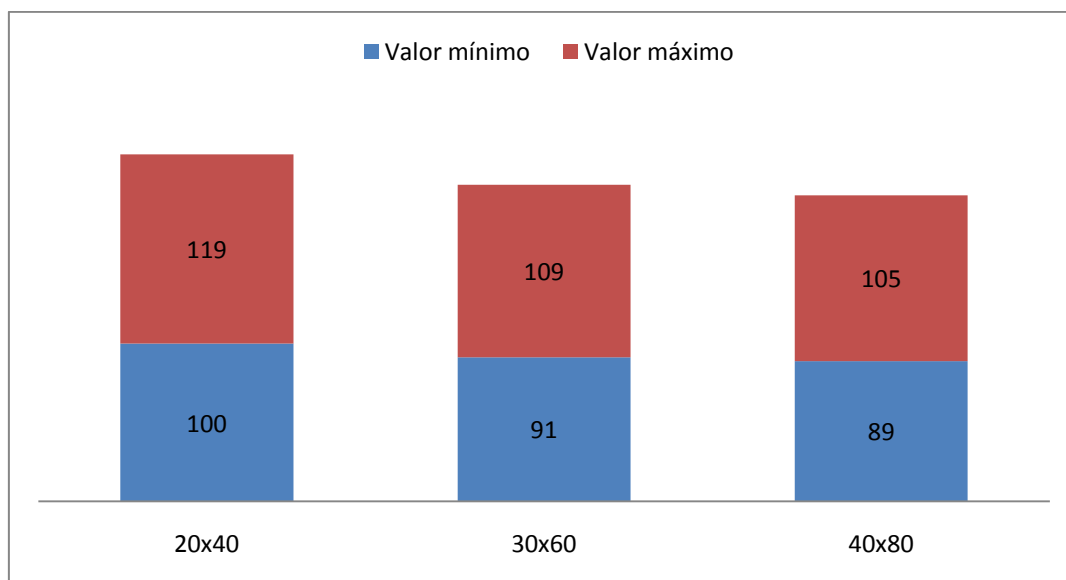


Figura 55. Gráfico representativo dos intervalos de custo para uma estrutura em MLC (€/m²)

Através do gráfico apresentado na figura 55 que representa o intervalo de custo para uma estrutura em MLC verifica-se:

- Para um pavilhão com 20x40 metros o intervalo de custo da estrutura pode variar entre os 100 €/m² e os 119 €/m²;
- Para um pavilhão com 30x60 metros o intervalo de custo da estrutura pode variar entre os 91 €/m² e os 109 €/m²;
- Para um pavilhão com 40x80 metros o intervalo de custo da estrutura pode variar entre os 89 €/m² e os 105 €/m²;

Os revestimentos tanto para os pavilhões em Aço com em MLC são idênticos, apresentando as estruturas em MLC um valor ligeiramente superior, devido á maior inclinação da cobertura originando assim uma maior área nas fachadas. Os valores dos revestimentos para pavilhões de 20x40 metros inserem-se dentro do intervalo entre 46 €/m² e os 56 €/m², para pavilhões com 30x60 metros entre 37 €/m² e 47 €/m², e para pavilhões com 40x80 metros 33 €/m² e os 42 €/m².

Considerando os pavilhões por inteiro chegou-se aos seguinte intervalos:

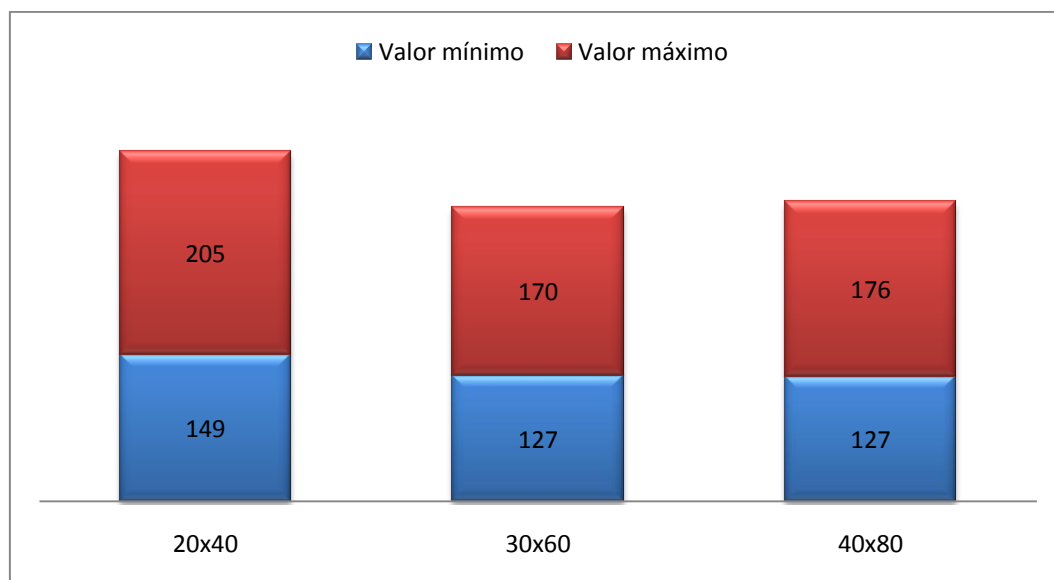


Figura 56. Gráfico representativo dos intervalos de custo para pavilhões em Aço (€/m²)

Considerando todos os elementos constituintes dos pavilhões em Aço, chega-se a um custo final entre os seguintes intervalos (figura 56):

- Para pavilhões com 20x40 metros o preço varia entre os 149 €/m² e os 205 €/m²;
- Para Pavilhões com 30x60 metros o preço varia entre os 127 €/m² e os 170 €/m²;
- Para pavilhões com 40x80 metros o preço varia entre os 127 €/m² e os 176 €/m²;

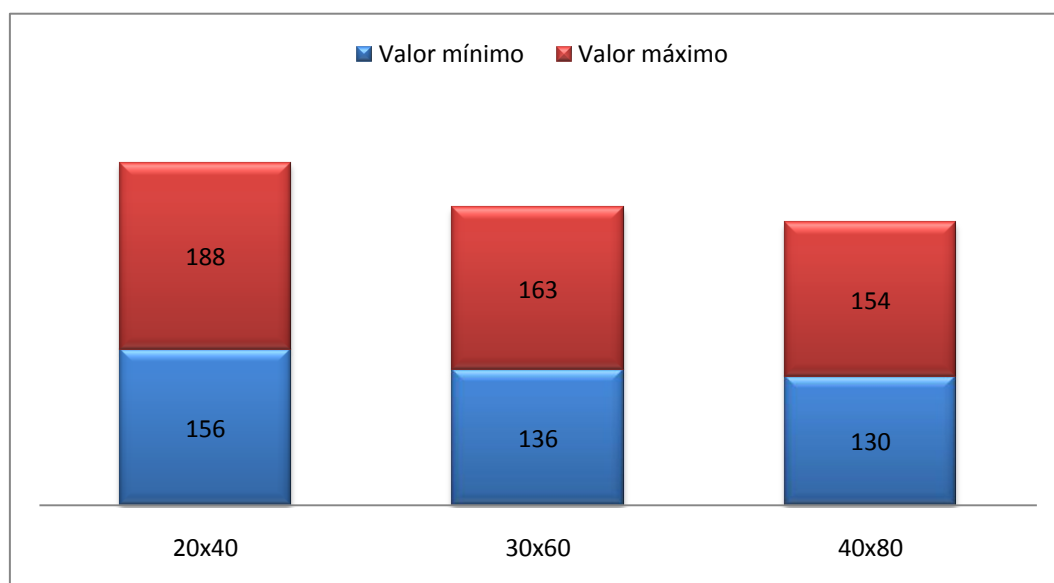


Figura 57. Gráfico representativo dos intervalos de custo para pavilhões em MLC (€/m²)

Tendo em conta todos os elementos constituintes dos pavilhões em MLC, chega-se a um custo final entre os seguintes intervalos (figura 57):

- Para pavilhões com 20x40 metros o preço varia entre os 156 €/m² e os 188 €/m²;
- Para Pavilhões com 30x60 metros o preço varia entre os 136 €/m² e os 163 €/m²;
- Para pavilhões com 40x80 metros o preço varia entre os 130 €/m² e os 154 €/m²;

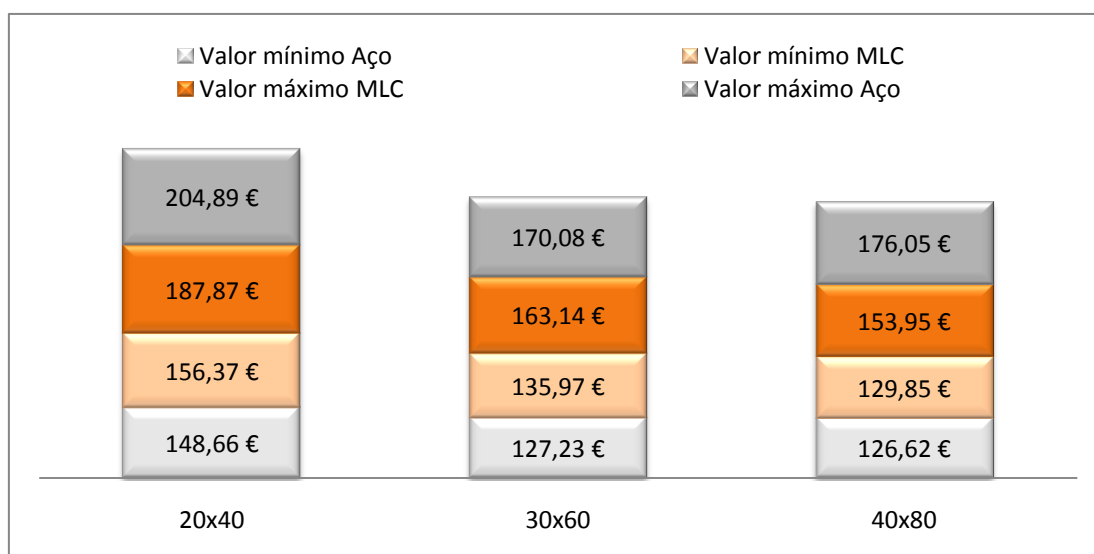


Figura 58. Comparação dos intervalos de custo dos pavilhões em Aço e em MLC (€/m²)

Verifica-se assim através da figura 58 que os intervalos de variação de custo dos pavilhões em Aço são maiores que os intervalos dos pavilhões em MLC, existindo para pavilhões com 20x40 metros uma variação de cerca de 56 €/m² para pavilhões em Aço e de 32 €/m² para pavilhões em MLC, para pavilhões com 30x60 os de Aço variam cerca de 43 €/m² e os de MLC cerca de 27 €/m² e para os pavilhões com 40x80 metros a variação para o aço é aproximadamente 49 €/m² e para os de MLC cerca de 24 €/m².

De salientar que muito dificilmente a construção de um pavilhão industrial seria feita só com preços majorados ou preços minorados, pelo que os resultados são apenas resultado de uma investigação académica que muito dificilmente aconteceria na realidade.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste último capítulo apresentam-se as principais conclusões retiradas desta investigação, bem como desenvolvimentos futuros da mesma.

5.1.Principais conclusões

Analisando apenas o custo das estruturas, conclui-se que para um pavilhão com 20x40 metros melhor solução pode ser obtida recurso a Aço e a Betão, contudo o custo da estrutura da MLC é ligeiramente superior, podendo-se desta forma afirmar que qualquer dos três materiais oferece boas soluções. Para um pavilhão com 30x60 metros a solução mais barata é obtida através de uma estrutura em Betão, seguida pela solução em Aço e por fim pela de MLC. Por último, para o pavilhão de 40x80 metros, a solução com custo inferior é obtida com recurso a uma estrutura em Aço ou MLC, apesar de que a solução em Betão, apresenta custos muito próximos, podendo-se referir novamente que qualquer dos materiais oferece uma solução idêntica em termos económicos.

No que diz respeito aos revestimentos, se se optar por uma solução constituída por madres que suportam painéis de revestimento, o custo é praticamente idêntico para os três materiais. Caso se opte por revestir os pavilhões pré-fabricado de betão com placas de betão, o custo dos revestimentos aumenta significativamente, sendo o custo dos revestimentos superior ao custo da estrutura e das fundações juntos.

As fundações como era de esperar, apresentam maiores custos nas estruturas de betão. Nas estruturas metálicas e de MLC, existe uma proximidade na dimensão menor (20x40 metros), mas para as dimensões maiores, começa a existir um maior custo para as estruturas em MLC, ao contrário do que se calhar era esperado. Este facto fica-se a dever ao peso menor das estruturas em MLC, que á medida que o pavilhão aumenta, as cargas descendentes tornam-se inferiores às cargas ascendentes, existindo assim a necessidade de existir mais peso na estrutura de forma a impedir o seu arrancamento do solo.

Analizando o custo final das estruturas, os pavilhões em Aço são os que oferecem uma solução mais barata para dimensões de 20x40 metros, para os pavilhões com dimensões de 30x60 metros a melhor solução pode ser alcançada com recurso a Aço, seguida da solução em Betão, sendo o custo dos dois materiais semelhante, para as estruturas com 40x80 metros a melhor solução é alcançada novamente com recurso a Aço, seguida pela MLC. Conclui-se ainda que as estruturas de betão são fortemente prejudicadas pelas fundações, sendo este o factor que as faz perder vantagem perante o Aço e a MLC, caso contrário as soluções obtidas com este material seriam muito próximas, e em algumas dimensões melhor solução que o Aço ou a MLC.

Na análise realizada a um pórtico interior, verificou-se que os pórticos de Aço e de MLC apresentam um crescimento de custo praticamente constante. Por outro lado os pórticos de betão são pouco afectados quando se passa de um pórticos de 20 metros para um de 30 metros, mas quando a transição é feita de um vão de 30 metros para um de 40 metros, estes são fortemente afectados. Contudo apesar de os pórticos de Aço serem os mais baratos em todos os vãos, são eles os mais afectados pelo aumento do vão, tendo um acréscimo de 149% entre o vão de 20 metros e o vão de 40 metros, seguidos dos pórticos de betão que sofrem um acréscimo de custo de 134% entre o vão de 20 e de 40 metros, sendo os pórticos de MLC os que são menos afectados pelo aumento do vão, tendo um acréscimo de 101% entre o vão de 20 metros e de 40 metros.

Na análise realizada a pavilhões onde se mantém o desenvolvimento do pavilhão e apenas se varia o seu vão, verifica-se que as estruturas em betão apresentam uma redução do seu custo/m² quando se transita de um pavilhão de 20x40 metros para um de 30x40 metros, mantendo-se depois praticamente constante entre o pavilhão de 30x40 metros e de 40x40 metros. As estruturas em Aço apresentam um decréscimo constante no seu custo/m² ao longo dos diferentes pavilhões, e as estruturas em MLC apresentam uma redução do custo/m² entres o pavilhão de 20x40 e 30x40 metros, e um aumento do seu custo entre o pavilhão de 30x40 metros e 40x40 metros.

Ainda em relação á análise realizada a pavilhões com desenvolvimento constante de 40 metros e variação do vão com 20,30 e 40 metros, verifica-se que para o pavilhão com 20x40 metros a solução mais barata é obtida com recurso Aço ou MLC, para o pavilhão

com 30x40 metros a melhor solução é a de MLC e para o pavilhão com 40x40 metros a melhor solução é dada pelos pavilhões em Aço.

Os intervalos de custo encontrados para os pavilhões em aço são:

- Para pavilhões com 20x40 metros o preço varia entre os 149 €/m² e os 205 €/m²;
- Para Pavilhões com 30x60 metros o preço varia entre os 127 €/m² e os 170 €/m²;
- Para pavilhões com 40x80 metros o preço varia entre os 127 €/m² e os 176 €/m²;

Para um pavilhão em MLC:

- Para pavilhões com 20x40 metros o preço varia entre os 156 €/m² e os 188 €/m²;
- Para Pavilhões com 30x60 metros o preço varia entre os 136 €/m² e os 163 €/m²;
- Para pavilhões com 40x80 metros o preço varia entre os 130 €/m² e os 154 €/m²;

Verifica-se desta forma que para pavilhões com 20x40 metros, 30x60 metros e 40x80 metros as soluções mais baratas são as construídas com recurso a Aço, apesar de estas possuírem um intervalo de custo maior, onde poderá existir uma maior oscilação de preço.

Relembra-se ainda que apenas foram considerados factores económicos, deixando por analisar outros factores, que poderão influenciar a escolha do material estrutural.

5.2.Desenvolvimentos futuros

Para desenvolvimentos futuros desta investigação seria interessante ser realizado um estudo onde fossem analisadas soluções mistas para a construção de pavilhões industriais.

Começa a ser uma prática corrente a utilização de diferentes materiais neste tipo de construção. Por exemplo, segundo empresas contactadas durante a realização desta dissertação, a utilização de pilares de betão com uma cobertura em madeira lamelada colada é uma óptima opção a nível económico sendo o preço da estrutura reduzido significativamente.

Desta forma, seria interessante analisar este tipo de estruturas mas considerando diferentes materiais na mesma estrutura.

Como este tipo de estruturas podem ter muitas configurações com muitas variáveis que influenciam no custo final do edifício, seria interessante dividir a investigação em quatro partes, em que cada uma teria de analisar apenas um material (Aço, MLC, Betão, e estruturas mistas de Betão/MLC), avaliando várias soluções com diferentes características, mas as mesmas características em todos os materiais analisados nas diferentes investigações. Após a realização das diferentes investigações, apareceria uma quinta investigação onde reuniria a informação de todas as investigações fazendo então a comparação entre as estruturas constituídas pelos diferentes materiais, sendo assim mais fácil encontrar o melhor material para determinado vão e possivelmente o melhor sistema estrutural.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CARVALHO, PAULO ALEXANDRE RIBEIRO DE - Avaliação técnica e económica de estruturas de cobertura de grande vão em madeira lamelada colada. Porto: Universidade do Porto, 2008.

EUROCODE 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules for buildings, CEN EN 1992-1-1, April 2004.

EUROCODE 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN EN 1993-1-1, April 2004

EUROCODE 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, CEN EN 1993-1-8, April 2004

EUROCODE 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings, CEN EN 1995-1-1, April 2004

EUROCODE 7: Geotechnical design - Part 1: General rules, CEN EN 1997-1, April 2004

EUROCODE8: Design of Structures for Earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN EN 1998-1-1, December 2004.

FERREIRA, EVANINA - Passadiços Pré-Fabricados de Betão - Concepção e Projecto. Universidade do Minho, 2001.

IPQ- Estruturas de madeira. Madeira lamelada-colada. Classes de resistência e determinação dos valores característicos.: NP EN 1194:2002. 2002.

NEGRÃO, JOÃO; FARIA, AMORIM - Projecto de estruturas de madeira. Publindustria, 2009.

PINHO, FERNANDO OTTOBONI- Galpões em pórticos de aço: Construção metálica. 70. Associação Brasileira da Construção Metálica, 2005. ISBN/ISSN 1414-6517.

REGUENGO, ROMEU GOMES - Comportamento da ligação Pilar-Fundação em estruturas pré-fabricadas com armaduras salientes do pilar. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, 2010.

RSA- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Porto Editora, 1983.

SANTOS, SILVINO G. POMPEU DOS- Ligações de Estruturas Prefabricadas de Betão. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2000.

APÊNDICE I – ORÇAMENTO DOS PAVILHÕES METÁLICOS

Pavilhão 20x40 metros - valores mínimos

Estrutura								
	Perfil	Quantidade (un)	Comprimen to (m)	Peso unitário (Kg/m)	Peso da Peça (Kg)	Peso Total (Kg)	Custo €/Kg	Total
Madres de cobertura	UPN 100	112.00	5.00	10.60	53.00	5,936.00	1.40 €	8,310.40 €
Madres de fachada	UPN 160	168.00	5.00	18.80	94.00	15,792.00		22,108.80 €
Vigas de travamento dos porticos	HEA 100	22.00	5.00	16.70	83.50	1,837.00		2,571.80 €
Pilares dos pórticos exteriores	HEA 220	4.00	10.00	50.53	505.30	2,021.20		2,829.68 €
Pilares de empena	HEA 200	4.00	10.15	42.27	429.04	2,586.92		3,621.69 €
		2.00	10.30		435.38			
Pilares dos pórtico interiores	HEA 280	18.00	10.00	76.38	763.80	13,748.40		19,247.76 €
Vigas dos pórtico exteriores	IPE 220	4.00	10.10	26.21	264.72	1,058.88		1,482.44 €
Vigas dos pórtico interiores	IPE 330	14.00	10.01	49.16	492.09	6,889.28		9,645.00 €
Contraventamentos	Varão 25 mm		202.72	3.26		660.87	1.56 €	1,030.95 €
Reforços Vigas						1,131.00	1.40 €	1,583.40 €
total parcial								72,431.92 €
Ligações a 5%								3,621.60 €
Total da estrutura								76,053.52 €

Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos

Revestimento										
		un	Quantidade (un)		Preço unitário					
Painel de lã de rocha para cobertura com 50 mm de espessura		m²	800.00		21.00 €					16,800.00 €
Painel de lã de rocha para fachada com 50 mm de espessura		m²	1200.00		16.00 €					19,200.00 €
total parcial										36,000.00 €
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata				Total
Sapata Empena	6	2.00	1.50	0.25	8.95 €	26.85 €				161.10 €
Sapatas porticos exteriores	4	3.00	2.20	0.50		59.07 €				236.28 €
Sapatas do 2º e penultimo portico	4	2.60	2.30	0.35		53.52 €				214.08 €
Sapatas porticos interiores	10	2.60	2.00	0.35		46.54 €				465.40 €
Total Parcial										1,076.86 €
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	Kg/sapata	Custo Kg	Custo por sapata	
Sapata Empena	6	2.00	1.50	0.25	86.44 €	64.83 €	48.37	1.02 €	49.34 €	685.00 €
Sapatas porticos exteriores	4	3.00	2.20	0.50		285.25 €	93.27		95.14 €	1,521.55 €
Sapatas do 2º e penultimo portico	4	2.60	2.30	0.35		180.92 €	110.45		112.66 €	1,174.31 €
Sapatas porticos interiores	10	2.60	2.00	0.35		157.32 €	82.96		84.62 €	2,419.40 €
Total Parcial										5,800.27 €
Total da Global										118,930.65 €

Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos

Pavilhão 20x40 metros – valores máximos

Estrutura								
	Perfil	Quantidade (un)	Comprimen to (m)	Peso unitário (Kg/m)	Peso da Peça (Kg)	Peso Total (Kg)	Custo €/Kg	Total
Madres de cobertura	UPN 100	112.00	5.00	10.60	53.00	5,936.00	2.00 €	11,872.00 €
Madres de fachada	UPN 160	168.00	5.00	18.80	94.00	15,792.00		31,584.00 €
Vigas de travamento dos porticos	HEA 100	22.00	5.00	16.70	83.50	1,837.00		3,674.00 €
Pilares dos pórticos exteriores	HEA 220	4.00	10.00	50.53	505.30	2,021.20		4,042.40 €
Pilares de empena	HEA 200	4.00	10.15	42.27	429.04	2,586.92		5,173.85 €
		2.00	10.30		435.38			
Pilares dos pórticos interiores	HEA 280	18.00	10.00	76.38	763.80	13,748.40		27,496.80 €
Vigas dos pórticos exteriores	IPE 220	4.00	10.10	26.21	264.72	1,058.88		2,117.77 €
Vigas dos pórticos interiores	IPE 330	14.00	10.01	49.16	492.09	6,889.28		13,778.56 €
Contraventamentos	Varão 25 mm		202.72	3.26		660.87	2.35 €	1,553.04 €
Reforços Vigas						1,131.00	2.00 €	2,262.00 €
total parcial								103,554.42 €
Ligações a 8%								8,284.35 €
Total da estrutura								111,838.77 €

Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos

Revestimento										
			un	Quantidade (un)	Preço unitário					
Painel de lã de rocha para cobertura com 50 mm de espessura			m²	800.00	25.00 €				20,000.00 €	
Painel de lã de rocha para fachada com 50 mm de espessura			m²	1200.00	21.00 €				25,200.00 €	
Total parcial									45,200.00 €	
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata				
										Total
Sapata Empena	6	2.00	1.50	0.25	8.95 €	26.85 €				161.10 €
Sapatas pórticos exteriores	4	3.00	2.20	0.50		59.07 €				236.28 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.60	2.30	0.35		53.52 €				214.08 €
Sapatas pórticos interiores	10	2.60	2.00	0.35		46.54 €	465.40 €			
Total Parcial									1,076.86 €	
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	Kg/sapata	Custo Kg	Custo por sapata	
Sapata Empena	6	2.00	1.50	0.25	86.44 €	64.83 €	48.37	1.02 €	49.34 €	685.00 €
Sapatas pórticos exteriores	4	3.00	2.20	0.50		285.25 €	93.27		95.14 €	1,521.55 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.60	2.30	0.35		180.92 €	110.45		112.66 €	1,174.31 €
Sapatas pórticos interiores	10	2.60	2.00	0.35		157.32 €	82.96		84.62 €	2,419.40 €
Total Parcial										5,800.27 €
Total da global										163,915.90 €

Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos

Pavilhão 30x60 metros – valores mínimos

Estrutura								
	Perfil	Quantidade (un)	Comprimento (m)	Peso unitário (kg)	Peso da Peça (kg)	Peso Total (kg)	Custo €/kg	Total
Madres de cobertura	UPN 120	200.00	6.00	13.40	80.40	16,080.00	1.40 €	22,512.00 €
Madres de fachada	UPN 160	216.00	6.00	18.80	112.80	24,364.80		34,110.72 €
Vigas de travamento	HEA 140	30.00	6.00	24.67	148.02	4,440.60		6,216.84 €
Vigas de travamento	HEA 180	8.00	6.00	35.54	213.24	1,705.92		2,388.29 €
Pilares dos pórticos exteriores	HEA 200	4.00	10.00	42.27	422.70	1,690.80		2,367.12 €
Pilares de empena	HEA 220	4.00	10.60	50.53	535.62	4,406.22		6,168.70 €
		4.00	11.20		565.94			
Pilares dos pórticos interiores	HEA 320	18.00	10.00	97.66	976.60	17,578.80		24,610.32 €
Vigas dos pórticos exteriores	IPE 220	4.00	15.02	26.20	393.52	1,574.10		2,203.73 €
Vigas dos pórticos interiores	IPE 450	18.00	15.02	77.60	1165.55	20,979.94		29,371.91 €
Contraventamentos	TRON 48x4	32.00	283.70	4.37		1,238.00	1.56 €	1,931.28 €
Reforços Vigas						8,333.00	1.40 €	11,666.20 €
Total Parcial								143,547.12 €
Ligações a 5 %								7,177.36 €
Total Parcial								150,724.47 €

Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos

Revestimento do Edifício										
					Un	Quantidade (un)	Preço unitário			
Painel de lã de rocha para cobertura com 50 mm de espessura					m²	1802.40	21.00 €			37,850.40 €
Painel de lã de rocha para fachada com 50 mm de espessura					m²	1830.00	16.00 €			29,280.00 €
Total Parcial										67,130.40 €
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata			Total	
Sapata Empena	4	2.20	1.80	0.25	8.95 €	35.44 €			141.77 €	
Sapata Empena	4	2.00	1.50	0.25		26.85 €			107.40 €	
Sapatas pórticos exteriores	4	2.40	3.20	0.55		68.74 €			274.94 €	
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.80	2.40	0.35		60.14 €			240.58 €	
Sapatas pórticos interiores	14	3.00	2.20	0.40		59.07 €			826.98 €	
Total Parcial										1,591.67 €
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	kg/sapata	Custo kg	Custo por sapata	
Sapata Empena	4	2.20	1.80	0.25	86.44 €	85.58 €	62.58	1.02 €	63.83 €	597.63 €
Sapata Empena	4	2.00	1.50	0.25		64.83 €	44.60		45.49 €	441.29 €
Sapatas pórticos exteriores	4	2.40	3.20	0.55		365.12 €	210.46		214.67 €	2,319.17 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.80	2.40	0.35		203.31 €	108.49		110.66 €	1,255.87 €
Sapatas pórticos interiores	14	3.00	2.20	0.40		228.20 €	122.84		125.30 €	4,948.98 €
Total Parcial										9,562.93 €
Total Global										229,009.47 €

Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos

Pavilhão 30x60 – valores máximos

Estrutura								
	Perfil	Quantidade (un)	Comprimento (m)	Peso unitário (kg)	Peso da Peça (kg)	Peso Total (kg)	Custo €/kg	Total
Madres de cobertura	UPN 120	200.00	6.00	13.40	80.40	16,080.00	2.00 €	32,160.00 €
Madres de fachada	UPN 160	216.00	6.00	18.80	112.80	24,364.80		48,729.60 €
Vigas de travamento	HEA 140	30.00	6.00	24.67	148.02	4,440.60		8,881.20 €
Vigas de travamento	HEA 180	8.00	6.00	35.54	213.24	1,705.92		3,411.84 €
Pilares dos pórticos exteriores	HEA 200	4.00	10.00	42.27	422.70	1,690.80		3,381.60 €
Pilares de empena	HEA 220	4.00	10.60	50.53	535.62	4,406.22		8,812.43 €
		4.00	11.20		565.94			
Pilares dos pórticos interiores	HEA 320	18.00	10.00	97.66	976.60	17,578.80		35,157.60 €
Vigas dos pórticos exteriores	IPE 220	4.00	15.02	26.20	393.52	1,574.10		3,148.19 €
Vigas dos pórticos interiores	IPE 450	18.00	15.02	77.60	1165.55	20,979.94		41,959.87 €
Contraventamentos	TRON 48x4	32.00	283.70	4.37		1,238.00	1.77 €	2,191.26 €
Reforços Vigas						8,333.00	2.00 €	16,666.00 €
Total Parcial								204,499.60 €
Ligações a 8 %								16,359.97 €
Total Parcial								220,859.56 €

Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos

Revestimento do Edifício										
		Un		Quantidade (un)		Preço unitário				
Painel de lã de rocha para cobertura com 50 mm de espessura		m²		1802.40		25.00 €				45,060.00 €
Painel de lã de rocha para fachada com 50 mm de espessura		m²		1830.00		21.00 €				38,430.00 €
Total Parcial										83,490.00 €
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata			Total	
Sapata Empena	4	2.20	1.80	0.25	8.95 €	35.44 €			141.77 €	
Sapata Empena	4	2.00	1.50	0.25		26.85 €			107.40 €	
Sapatas pórticos exteriores	4	2.40	3.20	0.55		68.74 €			274.94 €	
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.80	2.40	0.35		60.14 €			240.58 €	
Sapatas pórticos interiores	14	3.00	2.20	0.40		59.07 €			826.98 €	
Total Parcial										1,591.67 €
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	kg/sapata	Custo kg	Custo por sapata	
Sapata Empena	4	2.20	1.80	0.25	86.44 €	85.58 €	62.58	1.02 €	63.83 €	597.63 €
Sapata Empena	4	2.00	1.50	0.25		64.83 €	44.60		45.49 €	441.29 €
Sapatas pórticos exteriores	4	2.40	3.20	0.55		365.12 €	210.46		214.67 €	2,319.17 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.80	2.40	0.35		203.31 €	108.49		110.66 €	1,255.87 €
Sapatas pórticos interiores	14	3.00	2.20	0.40		228.20 €	122.84		125.30 €	4,948.98 €
Total Parcial										9,562.93 €
Total Global										306,139.16 €

Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos

Pavilhão 40x80 metros – valores mínimos

Estrutura								
	Perfil	Quantidade (un)	Comprimento (m)	Peso unitário (kg)	Peso da Peça (kg)	Peso Total (kg)	Custo €/kg	Total
Madres de cobertura	UPN 100	364.00	5.71	13.40	76.51	27,851.10	1.40 €	38,991.53 €
Madres de fachada	UPN 160	300.00	5.71	18.80	107.35	32,204.40		45,086.16 €
Vigas de travamento	HEA 140	44.00	5.71	24.67	140.87	6,198.09		8,677.33 €
Vigas de travamento	HEA 160	14.00	5.71	30.40	173.58	2,430.18		3,402.25 €
Pilares dos pórticos exteriores	HEA 220	4.00	10.00	50.53	505.30	2,021.20		2,829.68 €
Pilares de empena	HEA 240	4.00	10.57	60.30	637.37	8,065.73		11,292.02 €
		4.00	11.15		672.35			
		4.00	11.72		706.72			
Pilares dos pórticos interiores	HEA 450	26.00	10.00	140.00	1400.00	36,400.00		50,960.00 €
Vigas dos pórticos exteriores	IPE 300	4.00	20.10	42.20	848.22	3,392.88		4,750.03 €
Vigas dos pórticos interiores	IPE 550	26.00	20.10	105.55	2121.56	55,160.43		77,224.60 €
Contraventamentos	TRON 60x4	40.00				1,878.00	1.56 €	2,929.68 €
Contraventamentos	Varão 25 mm	16.00				585.00	1.40 €	819.00 €
Reforços Vigas						16,175.00		22,645.00 €
Total Parcial								269,607.28 €
Ligações a 5%								13,480.36 €
Total Parcial								283,087.65 €

Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos

Revestimento										
				un	Quantidade (un)	Preço unitário				
Painel de lã de rocha para cobertura com 50 mm de espessura				m²	3216.00	21.00 €				67,536.00 €
Painel de lã de rocha para fachada com 50 mm de espessura				m²	2440.00	16.00 €				39,040.00 €
Total Parcial										106,576.00 €
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata				Total
Sapata Empena	4	2.3	1.8	0.25	8.95 €	37.05 €				148.21 €
Sapata Empena	8	1.8	1.3	0.25		20.94 €				167.54 €
Sapatas pórticos exteriores	4	3.7	2.5	0.6		82.79 €				331.15 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.6	2.6	0.4		60.50 €				242.01 €
Sapatas dos pórticos com contraventamento I	4	2.6	2.5	0.5		58.18 €				232.70 €
Sapatas pórticos interiores	18	2.7	2.2	0.4		53.16 €				956.93 €
Total Parcial										2,078.55 €
Sapatas										
	Betão					Armadura				
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	kg/sapata	Custo kg	Custo por sapata	
Sapata Empena	4	2.30	1.80	0.25	86.44 €	89.47 €	65.66	1.02 €	66.97 €	625.75 €
Sapata Empena	8	1.80	1.30	0.25		50.57 €	39.14		39.92 €	723.92 €
Sapatas pórticos exteriores	4	3.70	2.50	0.60		479.74 €	256.97		262.11 €	2,967.41 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.60	2.60	0.40		233.73 €	123.87		126.35 €	1,440.32 €
Sapatas dos pórticos com contraventamento I	4	2.60	2.50	0.50		280.93 €	178.96		182.54 €	1,853.88 €
Sapatas pórticos interiores	18	2.70	2.20	0.40		205.38 €	115.78		118.10 €	5,822.59 €
Total Parcial										13,433.87 €
Total da global										405,176.06 €

Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos

Pavilhão 40x80 metros – valores máximos

Estrutura								
	Perfil	Quantidade (un)	Comprimento (m)	Peso unitário (kg)	Peso da Peça (kg)	Peso Total (kg)	Custo €/kg	Total
Madres de cobertura	UPN 100	364.00	5.71	13.40	76.51	27,851.10	2.00 €	55,702.19 €
Madres de fachada	UPN 160	300.00	5.71	18.80	107.35	32,204.40		64,408.80 €
Vigas de travamento	HEA 140	44.00	5.71	24.67	140.87	6,198.09		12,396.18 €
Vigas de travamento	HEA 160	14.00	5.71	30.40	173.58	2,430.18		4,860.35 €
Pilares dos pórticos exteriores	HEA 220	4.00	10.00	50.53	505.30	2,021.20		4,042.40 €
Pilares de empena	HEA 240	4.00	10.57	60.30	637.37	8,065.73		16,131.46 €
		4.00	11.15		672.35			
		4.00	11.72		706.72			
Pilares dos pórticos interiores	HEA 450	26.00	10.00	140.00	1400.00	36,400.00		72,800.00 €
Vigas dos pórticos exteriores	IPE 300	4.00	20.10	42.20	848.22	3,392.88		6,785.76 €
Vigas dos pórticos interiores	IPE 550	26.00	20.10	105.55	2121.56	55,160.43		110,320.86 €
Contraventamentos	TRON 60x4	40.00				1,878.00	2.35 €	4,413.30 €
Contraventamentos	Varão 25 mm	16.00				585.00	2.00 €	1,170.00 €
Reforços Vigas						16,175.00		32,350.00 €
Total Parcial								385,381.30 €
Ligações 8%								30,830.50 €
Total Parcial								416,211.81 €

Apêndice I – orçamento dos pavilhões metálicos

Revestimento										
		un	Quantidade (un)	Preço unitário						
Painel de lâ de rocha para cobertura com 50 mm de espessura		m²	3216.00	25.00 €					80,400.00 €	
Painel de lâ de rocha para fachada com 50 mm de espessura		m²	2440.00	21.00 €					51,240.00 €	
Total Parcial									131,640.00 €	
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata				Total
Sapata Empena	4	2.3	1.8	0.25	8.95 €	37.05 €				148.21 €
Sapata Empena	8	1.8	1.3	0.25		20.94 €				167.54 €
Sapatas pórticos exteriores	4	3.7	2.5	0.6		82.79 €				331.15 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.6	2.6	0.4		60.50 €				242.01 €
Sapatas dos pórticos com contraventamento I	4	2.6	2.5	0.5		58.18 €				232.70 €
Sapatas pórticos interiores	18	2.7	2.2	0.4		53.16 €				956.93 €
Total Parcial									2,078.55 €	
Sapatas										
	Betão					Armadura				
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	kg/sapata	Custo kg	Custo por sapata	
Sapata Empena	4	2.30	1.80	0.25	86.44 €	89.47 €	65.66	1.02 €	66.97 €	625.75 €
Sapata Empena	8	1.80	1.30	0.25		50.57 €	39.14		39.92 €	723.92 €
Sapatas pórticos exteriores	4	3.70	2.50	0.60		479.74 €	256.97		262.11 €	2,967.41 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.60	2.60	0.40		233.73 €	123.87		126.35 €	1,440.32 €
Sapatas dos pórticos com contraventamento I	4	2.60	2.50	0.50		280.93 €	178.96		182.54 €	1,853.88 €
Sapatas pórticos interiores	18	2.70	2.20	0.40		205.38 €	115.78		118.10 €	5,822.59 €
Total Parcial									13,433.87 €	
Total global									563,364.22 €	

**APÊNDICE II – ORÇAMENTO DOS PAVILHÕES EM MADEIRA
LAMELADA COLADA**

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Pavilhão 20x40 metros – valores mínimos

Estrutura						
	Perfil (bxh) mm	Quantidade (un)	Volume da peça (m3)	Volume total	Custo €/m3	Total
Madres de cobertura (GL24h) com 5 metros de comprimento	120x200	128.00	0.12	15.36	799.00 €	12,272.64 €
Madres de fachada (GL24h) com 5 metros de comprimento	90x200	196.00	0.09	17.64		14,094.36 €
Pilares dos pórticos interiores com 10 m de comprimento	190x855	14.00	1.62	22.74	1,035.00 €	23,539.01 €
Pilares dos pórticos exteriores com 10 m de comprimento	190x495	4.00	0.94	3.76		3,893.67 €
Pilares de empena	140x675	4.00	1.04	4.16	920.00 €	5,911.92 €
		2.00	1.13	2.27		
Vigas pórticos interiores com 10.2 m de comprimento	190x405/810	14.00	1.06	14.77	1,035.00 €	15,286.95 €
Vigas pórticos exteriores com 10.2 m de comprimento	140x495	4.00	0.71	2.83	799.00 €	2,259.12 €
Viga de ligações dos pórticos com 5 m de comprimento	120x160	16	0.10	1.54		1,227.26 €
Varao de 25 mm		786 (Kg)			1.56 €	1,226.16 €
Total Parcial						79,711.09 €

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Revestimento do Edifício										
					un	Quantidade (un)	Preço unitário			
Painel de lâ de rocha para cobertura com 50 mm de espessura					m²	816.00	21.00 €			17,136.00 €
Painel de lâ de rocha para fachada com 50 mm de espessura					m²	1220.00	16.00 €			19,520.00 €
Total Parcial										36,656.00 €
Fundações										
Betão de Limpeza										
		Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata			Total
Sapata Empena		6	2.30	1.70	0.30	8.95 €	34.99 €			209.97 €
Sapatas pórticos exteriores		4	3.10	2.30	0.50		63.81 €			255.25 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico		4	2.60	2.50	0.30		58.18 €			232.70 €
Sapatas pórticos interiores		10	2.90	2.10	0.40		54.51 €			545.06 €
Total Parcial										1,242.98 €
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	Kg/sapata	Custo Kg	Custo por sapata	
Sapata Empena	6	2.30	1.70	0.30	86.44 €	101.39 €	64.89	1.02 €	66.19 €	1,005.49 €
Sapatas pórticos exteriores	4	3.10	2.30	0.50		308.16 €	199.18		203.16 €	2,045.29 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.60	2.50	0.30		168.56 €	103.60		105.67 €	1,096.92 €
Sapatas pórticos interiores	10	2.90	2.10	0.40		210.57 €	121.22		123.64 €	3,342.12 €
Total Parcial										7,489.82 €
Total global										125,099.89 €

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Pavilhão 20x40 metros - valores máximos

Estrutura						
	Perfil (bxh) mm	Quantidade (un)	Volume da peça (m3)	Volume total	Custo €/m3	Total
Madres de cobertura (GL24h) com 5 metros de comprimento	120x200	128.00	0.12	15.36	978.00 €	15,022.08 €
Madres de fachada (GL24h) com 5 metros de comprimento	90x200	196.00	0.09	17.64		17,251.92 €
Pilares dos pórticos interiores com 10 m de comprimento	190x855	14.00	1.62	22.74	1,207.00 €	27,450.80 €
Pilares dos pórticos exteriores com 10 m de comprimento	190x495	4.00	0.94	3.76		4,540.73 €
Pilares de empena	140x675	4.00	1.04	4.16	1,092.00 €	7,017.19 €
		2.00	1.13	2.27		
Vigas pórticos interiores com 10.2 m de comprimento	190x405/810	14.00	1.06	14.77	1,207.00 €	17,827.39 €
Vigas pórticos exteriores com 10.2 m de comprimento	140x495	4.00	0.71	2.83	1,092.00 €	3,087.56 €
Viga de ligações dos porticos com 5 m de comprimento	120x160	16	0.10	1.54	978.00 €	1,502.21 €
Varao de 25 mm		786 (Kg)			2.35 €	1,847.10 €
total parcial						95,546.99 €

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Revestimento do Edifício										
		un	Quantidade (un)	Preço unitário						
Painel de lã de rocha para cobertura com 50 mm de espessura		m²	816.00	25.00 €					20,400.00 €	
Painel de lã de rocha para fachada com 50 mm de espessura		m²	1220.00	21.00 €					25,620.00 €	
Total Parcial									46,020.00 €	
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata				Total
Sapata Empena	6	2.30	1.70	0.30	8.95 €	34.99 €				209.97 €
Sapatas pórticos exteriores	4	3.10	2.30	0.50		63.81 €				255.25 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.60	2.50	0.30		58.18 €				232.70 €
Sapatas pórticos interiores	10	2.90	2.10	0.40		54.51 €				545.06 €
Total Parcial									1,242.98 €	
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	Kg/sapata	Custo Kg	Custo por sapata	
Sapata Empena	6	2.30	1.70	0.30	86.44 €	101.39 €	64.89	1.02 €	66.19 €	1,005.49 €
Sapatas pórticos exteriores	4	3.10	2.30	0.50		308.16 €	199.18		203.16 €	2,045.29 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.60	2.50	0.30		168.56 €	103.60		105.67 €	1,096.92 €
Sapatas pórticos interiores	10	2.90	2.10	0.40		210.57 €	121.22		123.64 €	3,342.12 €
Total Parcial										7,489.82 €
Total global										150,299.79 €

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Pavilhão 30x60 metros – valores mínimos

Estrutura						
	Perfil (bxh) mm	Quantidade (un)	Volume da peça (m3)	Volume total	Custo €/m3	Total
Madres de cobertura (GL24h) com 6 metros de comprimento	140x200	260.00	0.17	43.68	800.00 €	34,944.00 €
Madres de fachada (GL24h) com 6 metros de comprimento	120x240	248.00	0.17	42.85		34,283.52 €
Pilares dos pórticos interiores com 10 m de comprimento	190x685/1080	18.00	1.67	30.06	1,035.00 €	31,112.10 €
Pilares dos pórticos exteriores com 10 m de comprimento	190x595	4.00	0.98	3.93		4,064.45 €
Pilares de empena com 11.2 m de comprimento	165x720	4.00	1.33	5.32	920.00 €	10,317.54 €
Pilares de empena com 12.4 m de comprimento		4.00	1.47	5.89		
Vigas pórticos interiores com 15.3 m de comprimento	190x450/1035	18.00	2.16	38.88	1,035.00 €	40,240.80 €
Vigas pórticos exteriores com 15.3m de comprimento	140x495	4.00	0.71	2.83	920.00 €	2,601.24 €
Viga de ligação entre porticos com 6 m de comprimento	140x280	20.00	0.24	4.70	800.00 €	3,763.20 €
Varao de 25 mm		1640 (Kg)			1.56 €	2,558.40 €
					total parcial	163,885.25 €

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Revestimento do Edifício										
					un	Quantidade (un)	Preço unitário			
Painel de lâ de rocha para cobertura com 50 mm de espessura					m²	1836.00	21.00 €			38,556.00 €
Painel de lâ de rocha para fachada com 50 mm de espessura					m²	1890.00	16.00 €			30,240.00 €
Total Parcial										68,796.00 €
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata			Total	
Sapata Empena	4	2	1.3	0.25	8.95 €	23.27 €			93.08 €	
Sapata Empena	4	2.6	1.6	0.3		37.23 €			148.93 €	
Sapatas pórticos exteriores	4	1.9	1.9	0.25		32.31 €			129.24 €	
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	3	2.3	0.45		61.76 €			247.02 €	
Sapatas pórticos interiores	14	3.2	2.4	0.5		68.74 €			962.30 €	
Total Parcial										1,487.49 €
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	Kg/sapata	Custo Kg	Custo por sapata	
Sapata Empena	4	2	1.3	0.25	86.44 €	56.186	48.38	1.02 €	49.35 €	422.13 €
Sapata Empena	4	2.60	1.60	0.30		107.88 €	55.45		56.56 €	657.74 €
Sapatas porticos exteriores	4	1.90	1.90	0.25		78.01 €	56.85		57.99 €	544.00 €
Sapatas do 2º e penultimo portico	4	3.00	2.30	0.45		268.40 €	150.41		153.42 €	1,687.26 €
Sapatas porticos interiores	14	3.20	2.40	0.50		331.93 €	184.94		188.64 €	7,287.96 €
Total Parcial										10,599.09 €
Total global										244,767.83 €

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Pavilhão 30x60 metros – valores máximos

Estrutura						
	Perfil (bxh) mm	Quantidade (un)	Volume da peça (m3)	Volume total	Custo €/m3	Total
Madres de cobertura (GL24h) com 6 metros de comprimento	140x200	260.00	0.17	43.68	978.00 €	42,719.04 €
Madres de fachada (GL24h) com 6 metros de comprimento	120x240	248.00	0.17	42.85		41,911.60 €
Pilares dos pórticos interiores com 10 m de comprimento	190x685/1080	18.00	1.67	30.06	1,207.00 €	36,282.42 €
Pilares dos pórticos exteriores com 10 m de comprimento	190x595	4.00	0.98	3.93		4,739.89 €
Pilares de empena com 11.2 m de comprimento	165x720	4.00	1.33	5.32	1,092.00 €	12,246.47 €
Pilares de empena com 12.4 m de comprimento		4.00	1.47	5.89		
Vigas pórticos interiores com 15.3 m de comprimento	190x450/1035	18.00	2.16	38.88	1,207.00 €	46,928.16 €
Vigas pórticos exteriores com 15.3m de comprimento	140x495	4.00	0.71	2.83	1,092.00 €	3,087.56 €
Viga de ligação entre porticos com 6 m de comprimento	140x280	20.00	0.24	4.70	978.00 €	4,600.51 €
Varao de 25 mm		1640 (Kg)			2.12 €	3,476.80 €
					Total Parcial	195,992.46 €

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Revestimento do Edifício										
					un	Quantidade (un)	Preço unitário			
Painel de lâ de rocha para cobertura com 50 mm de espessura					m²	1836.00	25.00 €			45,900.00 €
Painel de lâ de rocha para fachada com 50 mm de espessura					m²	1890.00	21.00 €			39,690.00 €
Total Parcial										85,590.00 €
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata			Total	
Sapata Empena	4	2	1.3	0.25	8.95 €	23.27 €			93.08 €	
Sapata Empena	4	2.6	1.6	0.3		37.23 €			148.93 €	
Sapatas pórticos exteriores	4	1.9	1.9	0.25		32.31 €			129.24 €	
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	3	2.3	0.45		61.76 €			247.02 €	
Sapatas pórticos interiores	14	3.2	2.4	0.5		68.74 €			962.30 €	
Total Parcial										1,487.49 €
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	Kg/sapata	Custo Kg	Custo por sapata	
Sapata Empena	4	2	1.3	0.25	86.44 €	56.186	48.38	1.02 €	49.35 €	422.13 €
Sapata Empena	4	2.60	1.60	0.30		107.88 €	55.45		56.56 €	657.74 €
Sapatas pórticos exteriores	4	1.90	1.90	0.25		78.01 €	56.85		57.99 €	544.00 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	3.00	2.30	0.45		268.40 €	150.41		153.42 €	1,687.26 €
Sapatas pórticos interiores	14	3.20	2.40	0.50		331.93 €	184.94		188.64 €	7,287.96 €
Total Parcial										10,599.09 €
Total global										293,669.04 €

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Pavilhão 40x80 metros – valores mínimos

Estrutura						
	Perfil (bxh) mm	Quantidade (un)	Volume da peça (m3)	Volume total		Total
Madres de cobertura (GL24h) com 5.71 metros de comprimento	140x200	420.00	0.16	67.15	800.00 €	53,719.68 €
Madres de fachada (GL24h) com 5.71 metros de comprimento	140x200	352.00	0.16	56.28		45,022.21 €
Pilares dos pórticos interiores com 10 m de comprimento	190x540/1395	26.00	1.82	47.32	1,035.00 €	48,976.20 €
Pilares dos pórticos exteriores com 10 m de comprimento	190x520	4.00	0.99	3.95	1,035.00 €	4,090.32 €
Pilares de empena com 11.14 m de comprimento	140x810	4.00	1.26	5.05	920.00 €	15,382.12 €
Pilares de empena com 12.29 m de comprimento		4.00	1.39	5.57		
Pilares de empena com 13.43 m de comprimento		4.00	1.52	6.09		
Vigas pórticos interiores com 20.4 m de comprimento	190x540/1395	26.00	3.75	97.50	1,035.00 €	100,912.50 €
Vigas pórticos exteriores com 20.4 m de comprimento	140x765	4.00	2.18	8.74	920.00 €	8,040.21 €
Viga de travamento com 5.71 m de comprimento	140x260	28	0.21	5.82	800.00 €	4,655.71 €
Contraventamento	TRON 60x4	363.9 (Kg)			1.56 €	567.68 €
Contraventamento	TRON 48x4	404.40 (Kg)				630.86 €
Contraventamento	Varao de 25 mm	1292 (Kg)			1.40 €	1,808.80 €
total parcial						283,806.29 €

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Revestimento do Edifício										
					un	Quantidade (un)	Preço unitário			
Painel de lã de rocha para cobertura com 50 mm de espessura					m²	3264.00	21.00 €			68,544.00 €
Painel de lã de rocha para fachada com 50 mm de espessura					m²	2560.00	16.00 €			40,960.00 €
total parcial										109,504.00 €
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata			Total	
Sapata Empena	4	2.2	1.5	0.25	8.95 €	29.54 €			118.14 €	
Sapata Empena	4	2.8	2.2	0.35		55.13 €			220.53 €	
Sapata Empena	4	1.7	1.1	0.25		16.74 €			66.95 €	
Sapatas pórticos exteriores	4	3.6	2.6	0.6		83.77 €			335.09 €	
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.9	2.9	0.55		75.27 €			301.08 €	
sapatas interiores dos pilares contraventados	4	3	3	0.55		80.55 €			322.20 €	
Sapatas pórticos interiores	18	3.2	2.4	0.5		68.74 €			1,237.25 €	
total parcial										2,601.23 €
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	Kg/sapata	Custo Kg	Custo por sapata	
Sapata Empena	4	2.2	1.5	0.25	86.44 €	71.313	58.84	1.02 €	60.02 €	525.32 €
Sapata Empena	4	2.8	2.2	0.35		186.36 €	123.8		126.28 €	1,250.56 €
Sapata Empena	4	1.70	1.10	0.25		40.41 €	32.12		32.76 €	292.69 €
Sapatas pórticos exteriores	4	3.60	2.60	0.60		485.45 €	289.17		294.95 €	3,121.60 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.90	2.90	0.55		399.83 €	229.73		234.32 €	2,536.61 €
sapatas interiores dos pilares contraventados	4	3.00	3.00	0.55		427.88 €	248.50		253.47 €	2,725.39 €
Sapatas pórticos interiores	18	3.20	2.40	0.50		331.93 €	187.86		191.62 €	9,423.84 €
total parcial										19,876.02 €
Total global										415,787.54 €

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Pavilhão 40x80 metros – valores máximos

Estrutura						
	Perfil (bxh) mm	Quantidade (un)	Volume da peça (m3)	Volume total		Total
Madres de cobertura (GL24h) com 5.71 metros de comprimento	140x200	420.00	0.16	67.15	978.00 €	65,672.31 €
Madres de fachada (GL24h) com 5.71 metros de comprimento	140x200	352.00	0.16	56.28		55,039.65 €
Pilares dos pórticos interiores com 10 m de comprimento	190x540/1395	2.00	1.82	3.64	1,035.00 €	3,767.40 €
Pilares dos pórticos exteriores com 10 m de comprimento	190x520	4.00	0.99	3.95	1,027.00 €	4,058.70 €
Pilares de empena com 11.14 m de comprimento	140x810	4.00	1.26	5.05	1,042.00 €	17,421.92 €
Pilares de empena com 12.29 m de comprimento		4.00	1.39	5.57		
Pilares de empena com 13.43 m de comprimento		4.00	1.52	6.09		
Vigas pórticos interiores com 20.4 m de comprimento	190x540/1395	2.00	3.75	7.50	1,035.00 €	7,762.50 €
Vigas pórticos exteriores com 20.4 m de comprimento	140x765	4.00	2.18	8.74	1,042.00 €	9,106.41 €
Viga de travamento com 5.71 m de comprimento	140x260	28	0.21	5.82	978.00 €	5,691.60 €
Contraventamento	TRON 60x4	363.9 (Kg)			1.56 €	567.68 €
Contraventamento	TRON 48x4	404.40 (Kg)				630.86 €
Contraventamento	Varao de 25 mm	1292 (Kg)			1.40 €	1,808.80 €
Total Parcial						171,527.85 €

Apêndice II – orçamento dos pavilhões em madeira lamelada colada

Revestimento do Edifício										
					un	Quantidade (un)	Preço unitário			
Painel de lã de rocha para cobertura com 50 mm de espessura					m²	3264.00	21.00 €			68,544.00 €
Painel de lã de rocha para fachada com 50 mm de espessura					m²	2560.00	16.00 €			40,960.00 €
Total Parcial										109,504.00 €
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata			Total	
Sapata pilar de Empena	4	2.2	1.5	0.25	8.95 €	29.54 €			118.14 €	
Sapata pilar de Empena	4	2.8	2.2	0.35		55.13 €			220.53 €	
Sapata pilar de Empena	4	1.7	1.1	0.25		16.74 €			66.95 €	
Sapatas pórticos exteriores	4	3.6	2.6	0.6		83.77 €			335.09 €	
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.9	2.9	0.55		75.27 €			301.08 €	
sapatas interiores dos pilares contraventados	4	3	3	0.55		80.55 €			322.20 €	
Sapatas pórticos interiores	18	3.2	2.4	0.5		68.74 €			1,237.25 €	
Total Parcial										2,601.23 €
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	Kg/sapata	Custo Kg	Custo por sapata	
Sapata pilar de Empena	4	2.2	1.5	0.25	86.44 €	71.313	58.84	1.02 €	60.02 €	525.32 €
Sapata pilar de Empena	4	2.8	2.2	0.35		186.36 €	123.8		126.28 €	1,250.56 €
Sapata pilar de Empena	4	1.70	1.10	0.25		40.41 €	32.12		32.76 €	292.69 €
Sapatas pórticos exteriores	4	3.60	2.60	0.60		485.45 €	289.17		294.95 €	3,121.60 €
Sapatas do 2º e penúltimo pórtico	4	2.90	2.90	0.55		399.83 €	229.73		234.32 €	2,536.61 €
sapatas interiores dos pilares contraventados	4	3.00	3.00	0.55		427.88 €	248.50		253.47 €	2,725.39 €
Sapatas pórticos interiores	18	3.20	2.40	0.50		331.93 €	187.86		191.62 €	9,423.84 €
Total Parcial										19,876.02 €
Total global										303,509.10 €

APÊNDICE III – ORÇAMENTO DOS PAVILHÕES EM BETÃO

Pavilhão 20x40 metros

Estrutura				
	un	Quantidade	Preço un	Total
Viga caleira pré-fabricada tipo-H de 50 cm para recolha de águas com 10.1 m de comprimento	m	80.80	70.04 €	5,659.23 €
Dalla de 10.1 m de comprimento, com uma separação de 2.34 m	m	242.40	42.51	10,304.42 €
Delta pré-esforçada tipo D2 com 10% de pendente, para uma carga máxima de 1250 g/m e um comprimento de 20.4 m.	un	1.00	3,490.24 €	3,490.24 €
Viga TL50N de fachada, com 10.2 m de comprimento	m	40.80	76.92 €	3,138.34 €
Pilares com encastramento em calice, de 40x60 cm de secção com 10 m altura livre	un	6.00	1,890.16 €	11,340.96 €
Pilares com encastramento em calice, de 40x60 cm de secção com 10.45 m altura livre	un	4.00	1,963.18 €	7,852.72 €
Pilares com encastramento em calice, de 40x60 cm de secção com 11.45 m altura livre	un	2.00	2,125.20 €	4,250.40 €
Pilares metálicos IPE 270, com 10 metros de comprimento	un	8.00	707.42 €	5,659.36 €
Pilares metálicos IPE 270, com 10.83 metros de comprimento	un	4.00	766.14 €	3,064.54 €
Madres de fachada UPN 160, com 5 metros de comprimento	un	168.00	131.60 €	22,108.80 €
total parcial				76,869.02 €

Apêndice III – orçamento dos pavilhões em betão

Revestimento										
Painel de lã de rocha para fachada com 50 mm de espessura					m²	1193.28	16.00 €			19,092.48 €
Painel de lã de rocha para cobertura com 50 mm de espessura					m²	800.00	21.00 €			16,800.00 €
total parcial										35,892.48 €
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata				Total
Sapata Canto	4	3.7	2.8	1.1	8.95 €	92.72 €				370.89 €
Sapata Lateral	6	4.5	2.5	1.1		100.69 €				604.13 €
Sapata Empena	2	2.9	2.5	1.1		64.89 €				129.78 €
Sapatas dos pilares metálicos	12	1.7	1.2	0.25		18.26 €				219.10 €
Total Parcial										1,323.88 €
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	Kg/sapata	Custo Kg	Custo por sapata	
Sapata Canto	4	3.70	2.80	1.10	86.44 €	985.07 €	763.12	1.02 €	778.38 €	7,053.82 €
Sapata Lateral	6	4.50	2.50	1.10		1,069.70 €	994.08		1,013.96 €	12,501.94 €
Sapata Empena	2	2.90	2.50	1.10		689.36 €	623.40		635.87 €	2,650.45 €
Sapatas dos pilares metálicos	12	1.70	1.20	0.25		44.08 €	35.71		36.42 €	966.10 €
Total Parcial										23,172.32 €
							Total da Obra			137,257.69 €

Apêndice III – orçamento dos pavilhões em betão

Pavilhão 30x60 metros

Estrutura				
	un	Quantidade	Preço un	Total
Viga caleira pré-fabricada tipo-H de 50 cm para recolha de águas com 12.12 m de comprimento	m	121.20	68.84 €	8,343.41 €
Dalla de 12.12 m de comprimento, com uma separação de 2.08 m	m	606.00	42.78	25,924.68 €
Delta pré-esforçada tipo D3 com 8% de pendente, para uma carga máxima de 1500 kg/m e um comprimento de 30.6 m.	un	4.00	5,058.79 €	20,235.16 €
Viga TL50N de fachada, com 10.2 m de comprimento	m	61.20	76.92 €	4,707.50 €
Pilares com encastramento em calice, de 50x60 cm de secção com 10 m altura livre	un	8.00	2,161.33 €	17,290.64 €
Pilares com encastramento em calice, de 50x60 cm de secção com 10.45 m altura livre	un	4.00	2,245.08 €	8,980.32 €
Pilares com encastramento em calice, de 50x60 cm de secção com 11.45 m altura livre	un	4.00	2,421.06 €	9,684.24 €
Pilares metálicos IPE 270 , com 10,30 metros de comprimento	un	4.00	520.56 €	2,082.25 €
Pilares metálicos IPE 270 , com 10,90 metros de comprimento	un	2.00	505.40 €	1,010.80 €
Pilares metálicos IPE 270 , com 10 metros de comprimento	un	10.00	505.40 €	5,054.00 €
Madres de fachada UPN 160 com 6 metros de comprimento	un	224.00	157.92 €	35,374.08 €
Total Parcial				138,687.08 €

Apêndice III – orçamento dos pavilhões em betão

revestimento									
Painel de lã de rocha para fachada com 50 mm de espessura				m²	1854.00	16.00 €			29,664.00 €
Painel de lã de rocha para cobertura com 50 mm de espessura				m²	1800.00	21.00 €			37,800.00 €
Total Parcial									67,464.00 €
Fundações									
Betão de Limpeza									
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata			
Sapata Canto	4	3.10	2.60	1.10	8.95 €	72.14 €			Total
Sapata Lateral	8	4.70	2.80	1.10		117.78 €			288.55 €
Sapata Empena	4	4.40	2.70	1.10		106.33 €			942.26 €
Sapata pilar metalico	16	1.80	1.20	0.25		19.33 €			425.30 €
Total Parcial									309.31 €
Total Parcial									1,965.42 €
Sapatas									
					Betão		Armadura		
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	Kg/sapata	Custo Kg	Custo por sapata
Sapata Canto	4	3.10	2.60	1.10	86.44 €	766.38 €	409.47	1.02 €	606.45 €
Sapata Lateral	8	4.70	2.80	1.10		1,251.31 €	1084.11		1,105.79 €
Sapata Empena	4	4.40	2.70	1.10		1,129.60 €	1021.57		1,042.00 €
Sapata pilar metalico	16	1.80	1.20	0.25		46.68 €	37.03		37.77 €
Total Parcial									1,351.17 €
Total Parcial									34,385.66 €
Total global									242,502.16 €

Apêndice III – orçamento dos pavilhões em betão

Pavilhão 40x80 metros

Estrutura				
	un	Quantidade	Preço un	Total
Viga caleira pré-fabricada tipo-H de 50 cm para recolha de águas com 11.49 m de comprimento	m	160.80	69.18 €	11,124.14 €
Dalla de 11.49 m de comprimento, com uma separação de 2.43 m	m	964.80	42.99 €	41,476.75 €
Delta pré-esforçada tipo D5 com 8% de pendente, para uma carga máxima de 1250 kg/m e um comprimento de 40.6 m.	un	6.00	18,173.68 €	109,042.08 €
Viga TL50N de fachada, com 10.15 m de comprimento	m	81.20	76.95 €	6,248.34 €
Pilares com encastramento em calice, de 50x60 cm de secção, armadura T08 com 10 m altura livre	un	12.00	2,462.21 €	29,546.52 €
Pilares com encastramento em calice, de 50x60 cm de secção, armadura T08 com 10.22 m altura livre	un	4.00	2,509.14 €	10,036.56 €
Pilares com encastramento em calice, de 50x60 cm de secção, armadura T08 e com 11.02 m altura livre	un	4.00	2,707.09 €	10,828.36 €
Pilares com encastramento em calice, de 50x60 cm de secção, armadura T08 e com 11.82 m altura livre	un	2.00	2,878.52 €	5,757.04 €
Pilares metálicos IPE 270 , com 10 metros de comprimento	un	14.00	505.40 €	7,075.60 €
Pilares metálicos IPE 270 , com 10,30 metros de comprimento	un	4.00	520.56 €	2,082.25 €
Pilares metálicos IPE 270 , com 10,90 metros de comprimento	un	4.00	550.89 €	2,203.54 €
Madres de fachada UPN 160, com 5.71 metros de comprimento	un	196.00	202.93 €	39,773.73 €
Madres de fachada UPN 160, com 5 metros de comprimento	un	120.00	131.60 €	15,792.00 €
Total Parcial				290,986.92 €

Apêndice III – orçamento dos pavilhões em betão

Revestimento										
Painel de lâ de rocha para cobertura com 50 mm de espessura	m²	3216.00	21.00 €				67,536.00 €			
Painel de lâ de rocha para fachada com 50 mm de espessura	m²	2496.00	16.00 €				39,936.00 €			
Total Parcial							107,472.00 €			
Fundações										
Betão de Limpeza										
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m²	Custo por sapata				
							Total			
Sapata Canto	4	3	2.4	1.1	8.95 €	64.44 €	257.76 €			
Sapata Lateral	12	4.4	2.7	1.1		106.33 €	1,275.91 €			
Sapata Empena	6	3.2	2.2	1.1		63.01 €	378.05 €			
Sapata pilar metalico	22	1.6	1.2	0.25		17.18 €	378.05 €			
Total Parcial							2,289.77 €			
Sapatas										
					Betão		Armadura			
	Quantidade	A (m)	B (m)	H (m)	Custo m³	Custo por sapata	Kg/sapata	Custo Kg	Custo por sapata	
Sapata Canto	4	3.00	2.40	1.10	86.44 €	684.60 €	517.85	1.02 €	528.21 €	4,851.25 €
Sapata Lateral	12	4.40	2.70	1.10		1,129.60 €	898.78		916.76 €	24,556.24 €
Sapata Empena	6	3.20	2.20	1.10		669.39 €	632.20		644.84 €	7,885.41 €
Sapata pilar metalico	22	1.60	1.20	0.25		41.49 €	27.69		28.24 €	1,534.17 €
Total Parcial									38,827.07 €	
Total global									439,575.76 €	

APÊNDICE IV - CÁLCULOS DOS PAVILHÕES EM AÇO

Pavilhão 20x40 metros

➤ **Viga de um pórtico interior**

CARGAS: Caso de carga dimensionante: 25 1,0CP+1.5(W0+0,7Q) 1x1,00+3x1,50+2x1,05

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: IPE 330

h=330,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=160,0 mm	Ay=36,80 cm ²	Az=23,02 cm ²	Ax=62,61 cm ²
tw=7,5 mm	Iy=11766,90 cm ⁴	Iz=788,14 cm ⁴	Ix=25,70 cm ⁴
tf=11,5 mm	Wply=762,76 cm ³	Wplz=151,52 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

N _{Ed} = 23,35 kN	My _{Ed} = -177,87 kN.m	Mz _{Ed} = -0,00 kN.m	Vy _{Ed} = -0,00 kN
N _{c,Rd} = 1721,67 kN	My _{pl,Rd} = 209,76 kN.m	Mz _{pl,Rd} = 41,67 kN.m	Vy _{T,Rd} = 584,28 kN
Nb _{Rd} = 1316,93 kN	My _{c,Rd} = 209,76 kN.m	Mz _{c,Rd} = 41,67 kN.m	Vz _{Ed} = 30,86 kN
	My _{N,Rd} = 209,72 kN.m	Mz _{N,Rd} = 41,66 kN.m	Vz _{T,Rd} = 365,57 kN
	Mb _{Rd} = 209,76 kN.m		Tt _{Ed} = -0,00 kN.m
			Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	Mcr = 1793,18 kN.m	Curva,LT - a	XLT = 1,00
Lcr,low=1,50 m	λ _{LT} = 0,34	fi _{LT} = 0,00	XLT _{mod} = 1,00

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:		em relação ao eixo Z:	
Ly = 10,00 m	λ _y = 0,73	Lz = 10,00 m	λ _z = 0,49
Lcr,y = 10,00 m	Xy = 0,76	Lcr,z = 1,50 m	Xz = 0,85
λy = 63,61	ky = 0,80	λz = 42,27	kyz = 0,64

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,01 < 1,00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,72 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,08 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{tz,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,00 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 63,61 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{z,z} = 42,27 < \lambda_{z,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,85 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_{y,N,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,69 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_{z,N,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,36 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS

Deflexões

$$u_z = 87,4 \text{ mm} < u_{z,max} = L/200 = 100 \text{ mm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Viga de um pórtico exterior**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 29 1,35CP+1,5(W180°+0,7Q) 1x1.35+5x1.50+2x1.05

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: IPE 220

h=220,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=110,0 mm	Ay=20,24 cm ²	Az=11,89 cm ²	Ax=33,37 cm ²
tw=5,9 mm	Iy=2771,84 cm ⁴	Iz=204,89 cm ⁴	Ix=8,86 cm ⁴
tf=9,2 mm	Wply=273,28 cm ³	Wplz=57,41 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA :

N _{Ed} = 10,42 kN	My _{Ed} = -59,28 kN.m	Mz _{Ed} = -0,00 kN.m	Vy _{Ed} = -0,00 kN
N _{c,Rd} = 917,69 kN	My _{pl,Rd} = 75,15 kN.m	Mz _{pl,Rd} = 15,79 kN.m	Vy _{T,Rd} = 321,29 kN
Nb _{Rd} = 490,74 kN	My _{c,Rd} = 75,15 kN.m	Mz _{c,Rd} = 15,79 kN.m	Vz _{Ed} = 29,74 kN
	My _{N,Rd} = 75,14 kN.m	Mz _{N,Rd} = 15,79 kN.m	Vz _{T,Rd} = 188,83 kN
	Mb _{Rd} = 75,15 kN.m		Tt _{Ed} = -0,00 kN.m
			Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	Mcr = 446,39 kN.m	Curva,LT - d	XLT = 0,99
Lcr,low=1,50 m	λ _{LT} = 0,41	fi _{LT} = 0,57	XLT _{mod} = 1,00

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:		em relação ao eixo Z:	
Ly = 10,00 m	λ _y = 1,10	Lz = 10,00 m	λ _z = 0,70
Lcr,y = 10,00 m	Xy = 0,53	Lcr,z = 1,50 m	Xz = 0,73
λy = 95,56	kyy = 0,77	λz = 60,55	kzy = 0,64

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,01 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,62 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,16 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{tz,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,00 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y} = 95,56 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{z} = 60,55 < \lambda_{z,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,79 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{y1} N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}} = 0,63 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{z1} N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}} = 0,33 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS LIMITES

Deflexões

$$u_z = 5,1 \text{ mm} < u_{z,max} = L/200,00 = 25,0 \text{ mm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar Pórtico Interior**

CARGAS: Caso de carga dimensionante: 29 1,35CP+1,5(W180°+0,7Q) 1*1,35+5*1,50+2*1,05

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00$ MPa

PARÂMETROS DA SECÇÃO: HEA 280

h=270,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=280,0 mm	Ay=81,58 cm ²	Az=31,74 cm ²	Ax=97,26 cm ²
tw=8,0 mm	Iy=13673,30 cm ⁴	Iz=4762,64 cm ⁴	Ix=56,50 cm ⁴
tf=13,0 mm	Wply=1112,32 cm ³	Wplz=518,14 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA :

N _{Ed} = 42,79 kN	M _{y,Ed} = -246,83 kN.m	M _{z,Ed} = -0,00 kN.m	V _{y,Ed} = -0,00 kN
N _{c,Rd} = 2674,77 kN	M _{y,pl,Rd} = 305,89 kN.m	M _{z,pl,Rd} = 142,49 kN.m	V _{y,c,Rd} = 1295,33 kN
N _{b,Rd} = 1645,50 kN	M _{y,c,Rd} = 305,89 kN.m	M _{z,c,Rd} = 142,49 kN.m	V _{z,Ed} = -23,87 kN
	M _{y,N,Rd} = 305,89 kN.m	M _{z,N,Rd} = 142,49 kN.m	V _{z,c,Rd} = 504,01 kN
	M _{b,Rd} = 277,00 kN.m		

Classe da secção = 2

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	M _{cr} = 519,42 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0,83
L _{cr,low} = 8,25 m	L _{am,LT} = 0,77	fi,LT = 0,78	XLT,mod = 0,91

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

L _y = 10,00 m	$\lambda_y = 0,97$
L _{cr,y} = 10,00 m	X _y = 0,62
$\lambda_y = 84,34$	k _{yy} = 0,98

em relação ao eixo Z:

L _z = 10,00 m	$\lambda_z = 0,25$
L _{cr,z} = 1,50 m	X _z = 0,98
$\lambda_z = 21,44$	k _{yz} = 1,25

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,02 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,65 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,05 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 84,34 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{z,z} = 21,44 < \lambda_{z,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,89 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \times N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,90 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_z \times N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,47 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 21,0 \text{ mm} < v_{y,max} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar do Pórtico Fachada**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 29 1.35CP+1.5(W180°+0,7Q) 1*1.35+5*1.50+2*1.05

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: HEA 220

h=210,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=220,0 mm	Ay=53,70 cm ²	Az=20,67 cm ²	Ax=64,34 cm ²
tw=7,0 mm	Iy=5409,70 cm ⁴	Iz=1954,56 cm ⁴	Ix=27,10 cm ⁴
tf=11,0 mm	Wply=568,50 cm ³	Wplz=270,60 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA :

N _{Ed} = 37,88 kN	M _{y,Ed} = -90,01 kN.m	M _{z,Ed} = 7,44 kN.m	V _{y,Ed} = 4,34 kN
N _{c,Rd} = 1769,38 kN	M _{y,pl,Rd} = 156,34 kN.m	M _{z,pl,Rd} = 74,41 kN.m	V _{y,c,Rd} = 852,62 kN
N _{b,Rd} = 1667,21 kN	M _{y,c,Rd} = 156,34 kN.m	M _{z,c,Rd} = 74,41 kN.m	V _{z,Ed} = -9,21 kN
	M _{y,N,Rd} = 156,34 kN.m	M _{z,N,Rd} = 74,41 kN.m	V _{z,c,Rd} = 328,20 kN
	M _{b,Rd} = 129,70 kN.m		

Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	M _{cr} = 197,42 kN.m	Curva,LT - b	XLT = 0,77
L _{cr,low} =8,25 m	Lam_LT = 0,89	fi,LT = 0,88	XLT,mod = 0,83

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

L _y = 10,00 m	$\lambda_y = 0,19$
L _{cr,y} = 1,50 m	X _y = 1,00
$\lambda_y = 16,36$	k _{yy} = 1,00

em relação ao eixo Z:

L _z = 10,00 m	$\lambda_z = 0,31$
L _{cr,z} = 1,50 m	X _z = 0,94
$\lambda_z = 27,22$	k _{yz} = 1,36

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,01 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,43 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,01 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,03 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 16,36 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{y,z} = 27,22 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,69 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{y,N,Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,85 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{z,N,Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,54 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 0,9 \text{ mm} < v_{y,max} = L/150.00 = 66.7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar de Fachada**

CARGAS: Caso de carga dimensionante: 27 1.35CP+1.5(W90°+0,7Q) 1*1.35+4*1.50+2*1.05

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: HEA 200

h=190,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=200,0 mm	Ay=45,12 cm ²	Az=18,08 cm ²	Ax=53,83 cm ²
tw=6,5 mm	Iy=3692,15 cm ⁴	Iz=1335,51 cm ⁴	Ix=18,60 cm ⁴
tf=10,0 mm	Wply=429,52 cm ³	Wplz=203,82 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA :

N _{Ed} = 9,10 kN	My _{Ed} = 107,55 kN.m	Mz _{Ed} = -0,00 kN.m	Vy _{Ed} = 0,00 kN
Nc,Rd = 1480,36 kN	My,pl,Rd = 118,12 kN.m	Mz,pl,Rd = 56,05 kN.m	Vy,c,Rd = 716,40 kN
Nb,Rd = 545,12 kN	My,c,Rd = 118,12 kN.m	Mz,c,Rd = 56,05 kN.m	Vz _{Ed} = -0,04 kN
	My,N,Rd = 118,12 kN.m	Mz,N,Rd = 56,05 kN.m	Vz,c,Rd = 287,08 kN
	Mb,Rd = 118,12 kN.m		

Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	Mcr = 1192,75 kN.m	Curva,LT - a	XLT = 1,00
Lcr,upp=1,50 m	Lam_LT = 0,31	f _i ,LT = 0,00	XLT,mod = 1,00

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

Ly = 10,30 m	$\lambda_y = 1,43$
Lcr,y = 10,30 m	Xy = 0,37
$\lambda_y = 124,37$	kyy = 0,79

em relação ao eixo Z:

Lz = 10,30 m	$\lambda_z = 0,35$
Lcr,z = 1,50 m	Xz = 0,93
$\lambda_z = 30,12$	kyz = 0,66

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,01 < 1,00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,83 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 124,37 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{y,z} = 30,12 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,91 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{y,N,Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,74 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{z,N,Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,38 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 5,1 \text{ mm} < v_{y,max} = L/150.00 = 66.7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ Contraventamento

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: $27 \text{ 1.35CP} + 1.5(\text{W90}^\circ + 0,7\text{Q}) \text{ 1*1.35} + 4*1.50 + 2*1.05$

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: varao25

$h=23,0 \text{ mm}$	$gM0=1,00$	$gM1=1,00$	
$b=23,0 \text{ mm}$	$A_y=2,65 \text{ cm}^2$	$A_z=2,65 \text{ cm}^2$	$A_x=4,15 \text{ cm}^2$
$tw=11,5 \text{ mm}$	$I_y=1,37 \text{ cm}^4$	$I_z=1,37 \text{ cm}^4$	$I_x=2,75 \text{ cm}^4$
$tf=11,5 \text{ mm}$	$W_{ply}=2,03 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=2,03 \text{ cm}^3$	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

$N_{Ed} = -87,85 \text{ kN}$

$N_{t,Rd} = 114,26 \text{ kN}$

Classe da secção = 1

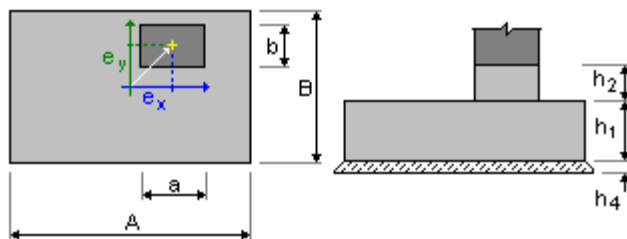
FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

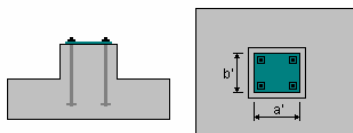
$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,77 < 1,00$$

➤ Fundação de um pórtico interior

Geometria:



A	= 2,60 (m)	a	= 0,27 (m)
B	= 2,00 (m)	b	= 0,28 (m)
h1	= 0,35 (m)	ex	= -0,10 (m)
h2	= 0,10 (m)	ey	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 270,0 (mm)
b'	= 280,0 (mm)
c1	= 50,0 (mm)
c2	= 50,0 (mm)

Materiais

- Betão : C25/30; $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$
peso específico = $2501,36 \text{ (kg/m}^3\text{)}$
- Armaduras longitudinais : tipo B500C $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
- Armadura transversal : tipo B500C $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Projecto geotécnico

Considerações

- Coeficiente de redução da coesão do solo: 1,00
- Escorregamento considerando a pressão do solo: nenhum

Coeficientes parciais para as características do solo:

	$\tan(\phi)$	c'	q_{\max}
Caso A	1,10	1,30	1,20
Caso B	1,00	1,00	1,00
Caso C	1,25	1,60	1,40
ACC	1,00	1,00	1,00

Silte argiloso

- Nível do solo: 0,00 (m)
- Peso específico: 2039,43 (kG/m³)
- Peso do sólido: 2804,22 (kG/m³)
- Ângulo de atrito interno: 25,0 (Deg)
- Coesão: 0,06 (MPa)

Estados limites

Cálculo das tensões

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo

Combinação desfavorável ULS : 1,35CP+1,5Sob N=77,50 My=0.00 Fx=11,80 Fy=-0,00

Coeficientes de carga: 1,00 * peso da fundação
1,00 * peso do solo
1,00 * talude (permanente)
1,50 * talude (variável)

Resultados dos cálculos: no nível do assento da fundação

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 80,62 (kN)

Carga de dimensionamento:

Nr = 158,12 (kN) Mx = 0,00 (kN.m) My = -2,41 (kN.m)

Parâmetros geotécnicos:

C = 0,00 (MPa)

ϕ = 0,00

γ = 0,00 (kG/m³)

Tensões no solo: 0,03 (MPa)

Resistência de cálculo do solo 0.25 (MPa)

Coeficiente de segurança: 7,942 > 1

Arrancamento

Arrancamento em ELU

Combinação desfavorável ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-14.63 My=0.00 Fx=-62.67 Fy=0.00

Coeficientes de carga: 0.95 * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Área de superfície de contacto: s = 0.17

s_{lim} = 0.17

Deslizamento

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-14.63 My=0.00 Fx=-62.67 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 76.67 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 62.04 (kN) Mx = -0.00 (kN.m) My = -26.71 (kN.m)

Dimensões equivalentes da fundação: A_ = 2.60 (m) B_ = 2.00 (m)

Superfície de deslizamento: 5.20 (m²)

Coeficiente de fricção fundação-solo: tg(φ) = 0.42

Coesão: C = 0.05 (MPa)

Valor da força de deslizamento F = 62.67 (kN)

Valor da força de estabilização para o deslizamento: F(stab) = 266.30 (kN)

Estabilidade ao deslizamento: **4.249 > 1**

Assentamento a meio

Tipo de solo sob a fundação: homogêneo

Combinação desfavorável: **SLS : 1CP+1Q N=55.74 My=0.00 Fx=8.30 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga: **1.00** * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 80.70 (kN)

Tensão devida à carga de dimensionamento: q = 0.03 (MPa)

Espessura do solo com afundamento activo: z = 2.00 (m)

Tensão no nível z:

- Adicional: σ_{zd} = 0.01 (MPa)
- Devido ao peso do solo: σ_{zγ} = 0.05 (MPa)

Assentamento:

- Primário s' = 0.3 (mm)
- Secundário s'' = 0.0 (mm)
- TOTAIS S = 0.3 (mm) < S_{adm} = 50.8 (mm)

Coeficiente de segurança: **195.4 > 1**

Diferença de assentamentos

Combinação desfavorável **SLS : 1cp+0.4Q N=46.74 My=0.00 Fx=5.95 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga: **1.00** * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)

Deferência de afundamentos: S = 0.1 (mm) < S_{adm} = 50.8 (mm)

Coeficiente de segurança: **846 > 1**

Tombamento

Em torno do eixo OX

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-14.63 My=0.00 Fx=-62.67 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 76.67 (kN)

(kN.m)	Carga de dimensionamento: $N_r = 62.04$ (kN)	$M_x = -0.00$ (kN.m) $M_y = -26.71$
	Momento estabilizador:	$M_{stab} = 76.67$ (kN.m)
	Momento de tombamento:	$M_{renv} = 14.63$ (kN.m)
	Estabilidade ao tombamento:	5.242 > 1
	<u>Em torno do eixo OY</u>	
	Combinação desfavorável: ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-14.63 My=0.00 Fx=-62.67 Fy=0.00	
	Coeficientes de carga:	0.95 * peso da fundação 0.95 * peso do solo 0.95 * talude (permanente) 0.00 * talude (variável)
	Peso da fundação e do solo sobrejacente:	$G_r = 76.67$ (kN)
	Carga de dimensionamento:	$N_r = 62.04$ (kN) $M_x = -0.00$ (kN.m) $M_y = -26.71$ (kN.m)
	Momento estabilizador:	$M_{stab} = 99.72$ (kN.m)
	Momento de tombamento:	$M_{renv} = 45.75$ (kN.m)
	Estabilidade ao tombamento:	2.179 > 1

Projecto de betão armado

Considerações

- Ambiente : 2a - húmido sem gelo

Análise do punçoamento e do esforço transversal

Punçoamento

Combinação desfavorável **ULS : 1.35CP+1.5(Q+0,6W0) N=80.01 My=-0.00 Fx=18.02 Fy=0.00**

Coeficientes de carga:	1.35 * peso da fundação 1.35 * peso do solo 1.35 * talude (permanente) 1.00 * talude (variável)	
Carga de dimensionamento:	$N_r = 188.95$ (kN)	$M_x = -0.00$ (kN.m) $M_y = 0.15$ (kN.m)
Comprimento do perímetro crítico:		3.83 (m)
Força de punçoamento		62.44 (kN)
Altura útil da secção		$h_{eff} = 0.29$ (m)
Densidade da armadura:		$\rho = 0.15$ %
Tensão de cisalhamento:		0.08 (MPa)
Tensão de cisalhamento admissível:		0.49 (MPa)
Coeficiente de segurança:		5.862 > 1

Armadura teórica

Sapata:

Armadura inferior:

ULS : 1.35CP+1.5(Q+0,6W0) N=80.01 My=-0.00 Fx=18.02 Fy=0.00
 $M_y = 24.55$ (kN.m) $A_{sx} = 4.35$ (cm²/m)

ULS : 1.35CP+1.5(Q+0,6W0) N=80.01 My=-0.00 Fx=18.02 Fy=0.00
 $M_x = 14.71$ (kN.m) $A_{sy} = 4.35$ (cm²/m)

$A_{s\ min} = 4.35$ (cm²/m)

Armaduras superiores:

ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-14.63 My=0.00 Fx=-62.67 Fy=0.00
 My = -17.45 (kN.m) $A'_{sx} = 4.35 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-14.63 My=0.00 Fx=-62.67 Fy=0.00
 Mx = -2.79 (kN.m) $A'_{sy} = 4.35 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$$A_{s \min} = 4.35 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Fuste:

Armaduras longitudinais $A = 2.29 \text{ (cm}^2)$ $A_{\min} = 2.27 \text{ (cm}^2)$
 $A = 2 * (Asx + Asy)$
 $Asx = 0.84 \text{ (cm}^2)$ $Asy = 0.30 \text{ (cm}^2)$

Armaduras adoptadas

Sapata:

Inferior:

Ao longo do eixo X: 8 B500C 12 $l = 5.61 \text{ (m)}$ $e = 0.25$
 Ao longo do eixo Y: 10 B500C 12 $l = 4.32 \text{ (m)}$ $e = 0.25$

Fuste

Armaduras longitudinais

Ao longo do eixo X: 2 B500C 12 $l = 1.05 \text{ (m)}$ $e = 1^* - 0.15 + 1^* 0.10$
 Ao longo do eixo Y: 2 B500C 12 $l = 1.07 \text{ (m)}$ $e = 1^* - 0.18$
Armadura transversal: 3 B500C 8 $l = 0.80 \text{ (m)}$ $e = 1^* - 0.02$

Quantitativo de material:

- Volume de betão = 1.83 (m3)
- Superfície de cofragem = 3.33 (m2)
- Aço B500C
 - Peso total = 82.96 (kG)
 - Densidade = 45.39 (kG/m3)
 - Diâmetro médio = 11.9 (mm)
 - Lista por diâmetros:

Diâmetro	Comprimento (m)	Quantidade:
8	0.80	3
12	1.05	2
12	1.07	2
12	4.32	10
12	5.61	8

Pavilhão 30x60 metros

➤ **Viga pórtico interior**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 9 1.35CP+1.5Sob 1*1.35+2*1.50

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: IPE 450

h=450,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=190,0 mm	Ay=55,48 cm ²	Az=39,56 cm ²	Ax=98,82 cm ²
tw=9,4 mm	Iy=33742,90 cm ⁴	Iz=1675,86 cm ⁴	Ix=63,80 cm ⁴
tf=14,6 mm	Wply=1623,92 cm ³	Wplz=272,83 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

N _{Ed} = 34,82 kN	M _{y,Ed} = 287,74 kN.m	M _{z,Ed} = -0,06 kN.m	V _{y,Ed} = -0,01 kN
N _{c,Rd} = 2717,57 kN	M _{y,pl,Rd} = 446,58 kN.m	M _{z,pl,Rd} = 75,03 kN.m	V _{y,T,Rd} = 880,46 kN
N _{b,Rd} = 2209,72 kN	M _{y,c,Rd} = 446,58 kN.m	M _{z,c,Rd} = 75,03 kN.m	V _{z,Ed} = 26,22 kN
	M _{y,N,Rd} = 446,50 kN.m	M _{z,N,Rd} = 75,01 kN.m	V _{z,T,Rd} = 627,84 kN
	M _{b,Rd} = 446,58 kN.m		T _{t,Ed} = -0,01 kN.m
			Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	M _{cr} = 7710,51 kN.m	Curva,LT - a	XLT = 1,00
L _{cr,upp} =1,50 m	λ _{LT} = 0,24	fi,LT = 0,00	XLT,mod = 1,00

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

L _y = 15,07 m	λ _y = 0,65
L _{cr,y} = 15,07 m	X _y = 0,81
λ _y = 56,11	k _{yy} = 1,00

em relação ao eixo Z:

L _z = 15,07 m	λ _z = 0,43
L _{cr,z} = 1,50 m	X _z = 0,88
λ _z = 37,60	k _{yz} = 0,70

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,01 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,42 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,04 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{tz,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,00 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 56,11 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{z,z} = 37,60 < \lambda_{z,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,64 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,66 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,35 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS

Deflexões

$$u_z = 147,4 \text{ mm} < u_{z,max} = L/200,00 = 150,00 \text{ mm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Viga Pórtico Exterior**

CARGAS: Caso de carga dimensionante: 28 1.35CP+1.5(W180°+0,7Q) 1*1.35+5*1.50+2*1.05

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: IPE 220

h=220,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=110,0 mm	Ay=22,89 cm ²	Az=15,88 cm ²	Ax=33,37 cm ²
tw=5,9 mm	Iy=2771,84 cm ⁴	Iz=204,89 cm ⁴	Ix=8,86 cm ⁴
tf=9,2 mm	Wply=285,43 cm ³	Wplz=58,11 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

N _{Ed} = 6,94 kN	My _{Ed} = -47,85 kN.m	Mz _{Ed} = -0,00 kN.m	Vy _{Ed} = -0,00 kN
Nc,Rd = 917,69 kN	My,pl,Rd = 78,49 kN*m	Mz,pl,Rd = 15,98 kN.m	Vy,T,Rd = 362,42 kN
Nb,Rd = 223,63 kN	My,c,Rd = 78,49 kN.m	Mz,c,Rd = 15,98 kN.m	Vz _{Ed} = 16,43 kN
	My,N,Rd = 78,49 kN.m	Mz,N,Rd = 15,98 kN.m	Vz,T,Rd = 251,69 kN
	Mb,Rd = 75,75 kN.m		Tt _{Ed} = 0,01 kN.m
			Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	Mcr = 260,80 kN.m	Curva,LT - b	XLT = 0,94
Lcr,low=1,50 m	λ _{LT} = 0,55	f _{i,LT} = 0,64	XLT,mod = 0,97

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

Ly = 15,07 m	λ _y = 1,91
Lcr,y = 15,07 m	Xy = 0,24
λy = 165,41	kyy = 1,01

em relação ao eixo Z:

Lz = 15,07 m	λ _z = 0,70
Lcr,z = 1,50 m	Xz = 0,79
λz = 60,54	kyz = 0,87

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,01 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,37 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,07 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,01 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{tz,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,00 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 165,41 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{z,z} = 60,54 < \lambda_{z,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,63 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{y,y} \times N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \times \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,67 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{z,z} \times N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \times \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,36 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS LIMITES

Deflexões

$$u_z = 11,1 \text{ mm} < u_z \text{ max} = L/200,00 = 30,0 \text{ mm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar Pórtico interior**

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: 28 1.35CP+1.5(W180°+0,7Q) 1*1.35+5*1.50+2*1.05

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: HEA 320

h=310,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=300,0 mm	Ay=104,12 cm ²	Az=41,13 cm ²	Ax=124,37 cm ²
tw=9,0 mm	Iy=22928,60 cm ⁴	Iz=6985,24 cm ⁴	Ix=102,00 cm ⁴
tf=15,5 mm	Wply=1628,23 cm ³	Wplz=709,75 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

N _{Ed} = 67,66 kN	M _{y,Ed} = -377,82 kN.m	M _{z,Ed} = -0,02 kN.m	V _{y,Ed} = -0,01 kN
N _{c,Rd} = 3420,12 kN	M _{y,pl,Rd} = 447,76 kN.m	M _{z,pl,Rd} = 195,18 kN.m	V _{y,c,Rd} = 1653,10 kN
N _{b,Rd} = 2374,22 kN	M _{y,c,Rd} = 447,76 kN.m	M _{z,c,Rd} = 195,18 kN.m	V _{z,Ed} = -37,83 kN
	M _{y,N,Rd} = 447,76 kN.m	M _{z,N,Rd} = 195,18 kN.m	V _{z,c,Rd} = 653,07 kN
	M _{b,Rd} = 440,93 kN.m		

Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	M _{cr} = 1797,27 kN.m	Curva,LT - b	XLT = 0,96
L _{cr,low} =4,00 m	λ _{LT} = 0,50	f _{i,LT} = 0,61	XLT,mod = 0,98

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

L _y = 10,00 m	λ _y = 0,85
L _{cr,y} = 10,00 m	X _y = 0,69
λ _y = 73,65	k _{yy} = 1,01

em relação ao eixo Z:

L _z = 10,00 m	λ _z = 0,23
L _{cr,z} = 1,50 m	X _z = 0,98
λ _z = 20,01	k _{yz} = 0,91

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,02 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,71 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,06 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 73,65 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{y,z} = 20,01 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,86 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{y,N,Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,89 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{z,N,Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,47 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 40,2 \text{ mm} < v_{y,max} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar Pórtico Exterior**

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: 26 1.35CP+1.5(W90°+0,7Q) 1*1.35+4*1.50+2*1.05

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00$ MPa

PARÂMETROS DA SECÇÃO: HEA 200

h=190,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=200,0 mm	Ay=45,12 cm ²	Az=18,08 cm ²	Ax=53,83 cm ²
tw=6,5 mm	Iy=3692,15 cm ⁴	Iz=1335,51 cm ⁴	Ix=18,60 cm ⁴
tf=10,0 mm	Wply=429,52 cm ³	Wplz=203,82 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

N _{Ed} = 7,45 kN	M _{y,Ed} = -8,49 kN.m	M _{z,Ed} = -50,64 kN.m	V _{y,Ed} = 0,02 kN
N _{c,Rd} = 1480,36 kN	M _{y,pl,Rd} = 118,12 kN.m	M _{z,pl,Rd} = 56,05 kN.m	V _{y,c,Rd} = 716,40 kN
N _{b,Rd} = 1369,44 kN	M _{y,c,Rd} = 118,12 kN.m	M _{z,c,Rd} = 56,05 kN.m	V _{z,Ed} = -0,74 kN
	M _{y,N,Rd} = 118,12 kN.m	M _{z,N,Rd} = 56,05 kN.m	V _{z,c,Rd} = 287,08 kN
	M _{b,Rd} = 118,12 kN.m		

Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	M _{cr} = 1344,51 kN.m	Curva,LT - a	XLT = 1,00
L _{cr,upp} =1,50 m	λ _{LT} = 0,30	fi _{LT} = 0,00	XLT,mod = 1,00

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

L _y = 10,00 m	λ _y = 0,21
L _{cr,y} = 1,50 m	X _y = 1,00
λ _y = 18,11	k _{zy} = 0,51

em relação ao eixo Z:

L _z = 10,00 m	λ _z = 0,35
L _{cr,z} = 1,50 m	X _z = 0,93
λ _z = 30,12	k _{zz} = 1,00

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,01 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,91 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 18,11 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{z,z} = 30,12 < \lambda_{z,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,07 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,71 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,94 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 4,5 \text{ mm} < v_{y,max} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar de Fachada**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 26 1.35CP+1.5(W90°+0,7Q) 1*1.35+4*1.50+2*1.05

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: HEA 220

h=210,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=220,0 mm	Ay=53,70 cm ²	Az=20,67 cm ²	Ax=64,34 cm ²
tw=7,0 mm	Iy=5409,70 cm ⁴	Iz=1954,56 cm ⁴	Ix=27,10 cm ⁴
tf=11,0 mm	Wply=568,50 cm ³	Wplz=270,60 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA :

N _{Ed} = 13,69 kN	M _{y,Ed} = 127,04 kN.m	M _{z,Ed} = -0,62 kN.m	V _{y,Ed} = 0,11 kN
N _{c,Rd} = 1769,38 kN	M _{y,pl,Rd} = 156,34 kN.m	M _{z,pl,Rd} = 74,41 kN.m	V _{y,c,Rd} = 852,62 kN
N _{b,Rd} = 670,19 kN	M _{y,c,Rd} = 156,34 kN.m	M _{z,c,Rd} = 74,41 kN.m	V _{z,Ed} = -0,03 kN
	M _{y,N,Rd} = 156,34 kN.m	M _{z,N,Rd} = 74,41 kN.m	V _{z,c,Rd} = 328,20 kN
	M _{b,Rd} = 156,34 kN.m		

Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	M _{cr} = 2148,85 kN.m	Curva,LT - a	XLT = 1,00
L _{cr,upp} =1,50 m	$\lambda_{LT} = 0,27$	f _{i,LT} = 0,00	XLT,mod = 1,00

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

L _y = 11.20 m	$\lambda_y = 1.41$
L _{cr,y} = 11.20 m	X _y = 0.38
$\lambda_y = 122.15$	k _{yy} = 1.01

em relação ao eixo Z:

L _z = 11.20 m	$\lambda_z = 0.31$
L _{cr,z} = 1.50 m	X _z = 0.94
$\lambda_z = 27.22$	k _{yz} = 0.70

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,01 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,67 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 122,15 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{y,z} = 27,22 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,81 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{y,N,Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,85 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{z,N,Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,45 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 8,3 \text{ mm} < v_{y,max} = L/15,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ Contraventamento

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: $9 \text{ 1.35CP} + 1.5\text{Sob } 1*1.35 + 2*1.50$

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: TRON 48x4

$h=48,3 \text{ mm}$	$gM0=1,00$	$gM1=1,00$	
$b=48,3 \text{ mm}$	$A_y=3,54 \text{ cm}^2$	$A_z=3,54 \text{ cm}^2$	$A_x=5,57 \text{ cm}^2$
$t_w=4,0 \text{ mm}$	$I_y=13,77 \text{ cm}^4$	$I_z=13,77 \text{ cm}^4$	$I_x=27,54 \text{ cm}^4$
$t_f=4,0 \text{ mm}$	$W_{ply}=7,87 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=7,87 \text{ cm}^3$	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

$N_{Ed} = -99,00 \text{ kN}$

$N_{t,Rd} = 153,09 \text{ kN}$

Classe da secção = 1

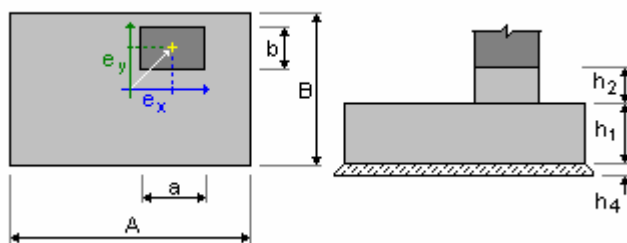
FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

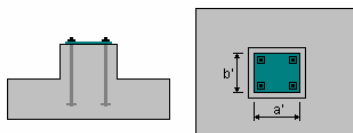
$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,65 < 1,00$$

➤ Fundação de um pórtico interior

Geometria:



A	= 2.90 (m)	a	= 0.31 (m)
B	= 2.30 (m)	b	= 0.30 (m)
h1	= 0.35 (m)	ex	= -0.15 (m)
h2	= 0.10 (m)	ey	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		



a'	= 310.0 (mm)
b'	= 300.0 (mm)
c1	= 50.0 (mm)
c2	= 50.0 (mm)

Materiais

- Betão : C25/30; $f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$
peso específico = 2501.36 (kG/m³)
- Armaduras longitudinais : tipo B500C $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$
- Armadura transversal : tipo B500C $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Projecto geotécnico

Considerações

- Coeficiente de redução da coesão do solo: 1.00
- Escorregamento considerando a pressão do solo: nenhum

Coeficientes parciais para as características do solo:

	$\tan(\phi)$	c'	q_{max}
Caso A	1.10	1.30	1.20
Caso B	1.00	1.00	1.00
Caso C	1.25	1.60	1.40
ACC	1.00	1.00	1.00

Silte argiloso

- Nível do solo: 0.00 (m)
- Peso específico: 2039.43 (kG/m³)
- Peso do sólido: 2804.22 (kG/m³)
- Ângulo de atrito interno: 25.0 (Deg)
- Coesão: 0.06 (MPa)

Estados limites

Cálculo das tensões

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo
 Combinação desfavorável IULS : **1.35CP+1.5Sob N=118.43 Mx=0.00 My=0.00 Fx=31.87 Fy=0.01**
 Coeficientes de carga:
 1.00 * peso da fundação
 1.00 * peso do solo
 1.00 * talude (permanente)
 1.50 * talude (variável)

Resultados dos cálculos: no nível do assento da fundação
 Peso da fundação e do solo sobrejacente: $Gr = 103.43 \text{ (kN)}$
 Carga de dimensionamento: $N_r = 221.86 \text{ (kN)}$ $M_x = -0.00 \text{ (kN.m)}$ $M_y = -3.36 \text{ (kN.m)}$
 Parâmetros geotécnicos:
 C = 0.00 (MPa)
 ϕ = 0.00
 γ = 0.00 (kG/m³)

Tensões no solo: 0.03 (MPa)
 Resistência de cálculo do solo: 0.25 (MPa)
 Coeficiente de segurança: **7.287 > 1**

Arrancamento

Arrancamento em ELU

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-33.94 My=-0.00 Fx=-77.88 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Área de superfície de contacto: $s = 0.16$
 $s_{lim} = 0.17$

Deslizamento

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-33.94 My=-0.00 Fx=-77.88 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: $Gr = 98.36$ (kN)

Carga de dimensionamento: $N_r = 64.42$ (kN) $M_x = -0.00$ (kN.m) $M_y = -29.90$ (kN.m)

Dimensões equivalentes da fundação: $A_ = 2.90$ (m) $B_ = 2.30$ (m)

Superfície de deslizamento: 6.67 (m²)

Coeficiente de fricção fundação-solo: $tg(\phi) = 0.42$

Coesão: $C = 0.05$ (MPa)

Valor da força de deslizamento: $F = 77.88$ (kN)

Valor da força de estabilização para o deslizamento: $F(stab) = 335.15$ (kN)

Estabilidade ao deslizamento: **4.303 > 1**

Assentamento meio

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo

Combinação desfavorável: **SLS : 1CP+1Q N=84.71 My=0.00 Fx=22.56 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **1.00** * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: $Gr = 103.53$ (kN)

Tensão devida à carga de dimensionamento: $q = 0.03$ (MPa)

Espessura do solo com afundamento activo: $z = 2.30$ (m)

Tensão no nível z:

- Adicional: $\sigma_{zd} = 0.01$ (MPa)
- Duvido ao peso do solo: $\sigma_{z\gamma} = 0.06$ (MPa)

Assentamento:

- Primário: $s' = 0.3$ (mm)
- Secundário: $s'' = 0.0$ (mm)
- TOTAIS: $S = 0.3$ (mm) < $S_{adm} = 50.8$ (mm)

Coeficiente de segurança: **153.4 > 1**

Diferença de assentamentos

Combinação desfavorável: **SLS: 1CP+1Q N=84.71 My=0.00 Fx=22.56 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **1.00** * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)

Diferença de assentamentos: $S = 0.0$ (mm) < $S_{adm} = 50.8$ (mm)

Coeficiente de segurança: **1909 > 1**

Tombamento

Em torno do eixo OX

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-33.94 My=-0.00 Fx=-77.88 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 98.36 (kN)
 Carga de dimensionamento: Nr = 64.42 (kN) Mx = -0.00 (kN.m) My = -29.90 (kN.m)
 Momento estabilizador: Mstab = 113.11 (kN.m)
 Momento de tombamento: Mrenv = 39.03 (kN.m)
 Estabilidade ao tombamento: 2.898 > 1

Em torno do eixo OY

Combinação desfavorável: **ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-33.94 My=-0.00 Fx=-77.88 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 98.36 (kN)
 Carga de dimensionamento: Nr = 64.42 (kN) Mx = -0.00 (kN.m) My = -29.90 (kN.m)
 Momento estabilizador: Mstab = 142.71 (kN.m)
 Momento de tombamento: Mrenv = 79.17 (kN.m)
 Estabilidade ao tombamento: **1.803 > 1**

Projecto de betão armado

Considerações

- Ambiente : 2a - húmido sem gelo

Análise do punçoamento e do esforço transversal

Punçoamento

Combinação desfavorável **ULS : 1.35CP+1.5Sob N=118.43 Mx=0.00 My=0.00 Fx=31.87 Fy=0.01**

Coeficientes de carga: **1.35** * peso da fundação
1.35 * peso do solo
1.35 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)
 Carga de dimensionamento: Nr = 258.20 (kN) Mx = -0.00 (kN.m) My = -3.34 (kN.m)
 Comprimento do perímetro crítico: 3.95 (m)
 Força de punçoamento 96.79 (kN)
 Altura útil da secção heff = 0.29 (m)
 Densidade da armadura: ρ = 0.15 %
 Tensão de cisalhamento: 0.13 (MPa)
 Tensão de cisalhamento admissível: 0.49 (MPa)
 Coeficiente de segurança: 3.9 > 1

Armadura teórica

Sapata:

Armaduras inferiores:

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=118.43 Mx=0.00 My=0.00 Fx=31.87 Fy=0.01
 My = 40.77 (kN.m) Asx = 4.35 (cm²/m)

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=118.43 Mx=0.00 My=0.00 Fx=31.87 Fy=0.01
Mx = 25.62 (kN.m) $A_{sy} = 4.35 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$$A_{s \min} = 4.35 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Armaduras superiores:

ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-33.94 My=-0.00 Fx=-77.88 Fy=0.00
My = -27.28 (kN.m) $A'_{sx} = 4.35 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-33.94 My=-0.00 Fx=-77.88 Fy=0.00
Mx = -7.50 (kN.m) $A'_{sy} = 4.35 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$$A_{s \min} = 4.35 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Fuste:

Armaduras longitudinais $A = 2.79 \text{ (cm}^2)$ $A_{\min} = 2.79 \text{ (cm}^2)$
 $A = 2 * (Asx + Asy)$
 $Asx = 0.83 \text{ (cm}^2)$ $Asy = 0.56 \text{ (cm}^2)$

Armaduras adoptadas

Sapata:

Inferior:

Ao longo do eixo X: 9 B500C 12 l = 6.21 (m) e = 0.25
Ao longo do eixo Y: 12 B500C 12 l = 4.92 (m) e = 0.24

Fuste

Armaduras longitudinais

Ao longo do eixo X: 2 B500C 12 l = 1.09 (m) e = 1*-0.22 + 1*0.14
Ao longo do eixo Y: 2 B500C 12 l = 1.15 (m) e = 1*-0.25

Armadura transversal

3 B500C 8 l = 0.92 (m) e = 1*-0.05

Quantitativo de material:

- Volume de betão = 2.34 (m3)
- Superfície de cofragem = 3.76 (m2)
- Aço B500C
 - Peso total = 107.16 (kG)
 - Densidade = 45.72 (kG/m3)
 - Diâmetro médio = 11.9 (mm)
 - Lista por diâmetros:

Diâmetro	Comprimento (m)	Quantidade:
8	0.92	3
12	1.09	2
12	1.15	2
12	4.92	12
12	6.21	9

Pavilhão 40x80 metros

➤ **Viga Pórtico interior**

CARGAS: Caso de carga dimensionante: 9 1.35CP+1.5Sob 1*1.35+2*1.50

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00$ MPa

PARÂMETROS DA SECÇÃO: IPE 550

h=550,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=210,0 mm	Ay=72,24 cm ²	Az=57,23 cm ²	Ax=134,42 cm ²
tw=11,1 mm	Iy=67116,50 cm ⁴	Iz=2667,58 cm ⁴	Ix=118,40 cm ⁴
tf=17,2 mm	Wply=2662,19 cm ³	Wplz=395,14 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

N _{Ed} = 74,73 kN	My _{Ed} = 387,56 kN.m	Mz _{Ed} = 0,25 kN.m	Vy _{Ed} = -0,17 kN
Nc,Rd = 3696,44 kN	My _{pl,Rd} = 732,10 kN.m	Mz _{pl,Rd} = 108,66 kN.m	Vy _{T,Rd} = 1146,84 kN
Nb,Rd = 2776,52 kN	My _{c,Rd} = 732,10 kN.m	Mz _{c,Rd} = 108,66 kN.m	Vz _{Ed} = 12,74 kN
	My _{N,Rd} = 731,80 kN.m	Mz _{N,Rd} = 108,62 kN.m	Vz _{T,Rd} = 908,61 kN
	Mb,Rd = 732,10 kN.m		Tt _{Ed} = -0,00 kN.m
			Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 1,00	Mcr = 8101,26 kN.m	Curva,LT - a	XLT = 1,00
Lcr,upp=1,50 m	λ _{LT} = 0,30	fi,LT = 0,00	XLT,mod = 1,00

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

Ly = 20,10 m	λ _y = 0,76
Lcr,y = 20,10 m	Xy = 0,75
λ _y = 65,64	kyy = 1,01

em relação ao eixo Z:

Lz = 20,10 m	λ _z = 0,40
Lcr,z = 1,50 m	Xz = 0,90
λ _z = 34,49	kyz = 0,70

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,02 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,28 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,01 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{tz,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,00 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 65,64 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{z,z} = 34,49 < \lambda_{z,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,53 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_{y,N,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,56 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_{z,N,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,30 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS

Deflexões

$$u_z = 188,2 \text{ mm} < u_{z,max} = L/200,00 = 200 \text{ mm}$$

Verificado

➤ **Viga pórtico de fachada**

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: 16 1.0CP+1.5W270° 1*1.00+6*1.50

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: IPE 300

h=300,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=150,0 mm	Ay=36,16 cm ²	Az=25,68 cm ²	Ax=53,81 cm ²
tw=7,1 mm	Iy=8356,11 cm ⁴	Iz=603,78 cm ⁴	Ix=19,47 cm ⁴
tf=10,7 mm	Wply=628,40 cm ³	Wplz=125,22 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

N _{Ed} = 169,54 kN	My _{Ed} = -28,73 kN.m	Mz _{Ed} = 0,82 kN.m	Vy _{Ed} = -0,13 kN
N _{c,Rd} = 1479,83 kN	My _{pl,Rd} = 172,81 kN.m	Mz _{pl,Rd} = 34,44 kN.m	Vy _{T,Rd} = 567,63 kN
Nb _{Rd} = 377,56 kN	My _{c,Rd} = 172,81 kN.m	Mz _{c,Rd} = 34,44 kN.m	Vz _{Ed} = -13,95 kN
	My _{N,Rd} = 172,81 kN.m	Mz _{N,Rd} = 34,44 kN.m	Vz _{T,Rd} = 404,69 kN
	Mb _{Rd} = 172,81 kN.m		Tt _{Ed} = 0,08 kN.m
			Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 1,00	Mcr = 3652,88 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 1,00
Lcr,low=0,60 m	λ _{LT} = 0,22	fi _{LT} = 0,00	XLT _{mod} = 1,00

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

Ly = 20,10 m	λ _y = 1,86
Lcr,y = 20,10 m	Xy = 0,26
λy = 161,30	kyy = 1,23

em relação ao eixo Z:

Lz = 20,10 m	λ _z = 0,21
Lcr,z = 0,60 m	Xz = 1,00
λz = 17,90	kyz = 0,62

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,011 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,05 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,03 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,03 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{tz,Ed}}{\left(\frac{f_y}{(\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right)} = 0,02 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 161,30 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{y,z} = 17,90 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,17 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \times N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,67 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_z \times N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{X_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,37 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS

Deflexões

$$u_z = 8,2 \text{ mm} < u_{z,max} = L/200.00 = 25,0 \text{ mm} \quad \text{Verificado}$$

➤ **Pilar pórtico interior**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 9 1.35CP+1.5Sob 1*1.35+2*1.50

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: HEA 450

h=440,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=300,0 mm	Ay=138,47 cm ²	Az=65,78 cm ²	Ax=178,03 cm ²
tw=11,5 mm	Iy=63721,60 cm ⁴	Iz=9465,33 cm ⁴	Ix=257,00 cm ⁴
tf=21,0 mm	Wply=3216,07 cm ³	Wplz=965,55 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA :

N _{Ed} = 130,65 kN	M _{y,Ed} = -728,79 kN.m	M _{z,Ed} = -0,08 kN.m	V _{y,Ed} = 0,01 kN
N _{c,Rd} = 4895,77 kN	M _{y,pl,Rd} = 884,42 kN.m	M _{z,pl,Rd} = 265,53 kN.m	V _{y,c,Rd} = 2198,47 kN
N _{b,Rd} = 4340,64 kN	M _{y,c,Rd} = 884,42 kN.m	M _{z,c,Rd} = 265,53 kN.m	V _{z,Ed} = -72,88 kN
	M _{y,N,Rd} = 884,42 kN.m	M _{z,N,Rd} = 265,53 kN.m	V _{z,c,Rd} = 1044,45 kN
	M _{b,Rd} = 867,77 kN.m		

Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	M _{cr} = 3422,97 kN.m	Curva,LT - b	XLT = 0,96
L _{cr,low} =4,00 m	λ _{LT} = 0,51	fi,LT = 0,62	XLT,mod = 0,98

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

L _y = 10,00 m	λ _y = 0,61
L _{cr,y} = 10,00 m	X _y = 0,89
λ _y = 52,86	k _{yy} = 1,01

em relação ao eixo Z:

L _z = 10,00 m	λ _z = 0,24
L _{cr,z} = 1,50 m	X _z = 0,99
λ _z = 20,57	k _{yz} = 0,90

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,03 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,68 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,07 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 52,86 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{z,z} = 20,57 < \lambda_{z,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,84 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{y,N,Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,88 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{z,N,Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,47 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 36,5 \text{ mm} < v_{y,max} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar Pórtico Exterior**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 26 1.35CP+1.5(W90°+0,7Q) 1*1.35+4*1.50+2*1.05

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: HEA 220

h=210,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=220,0 mm	Ay=53,70 cm ²	Az=20,67 cm ²	Ax=64,34 cm ²
tw=7,0 mm	Iy=5409,70 cm ⁴	Iz=1954,56 cm ⁴	Ix=27,10 cm ⁴
tf=11,0 mm	Wply=568,50 cm ³	Wplz=270,60 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

N _{Ed} = 15,45 kN	M _{y,Ed} = -6,95 kN.m	M _{z,Ed} = -58,10 kN.m	V _{y,Ed} = -0,01 kN
N _{c,Rd} = 1769,38 kN	M _{y,pl,Rd} = 156,34 kN.m	M _{z,pl,Rd} = 74,41 kN.m	V _{y,c,Rd} = 852,62 kN
N _{b,Rd} = 793,69 kN	M _{y,c,Rd} = 156,34 kN.m	M _{z,c,Rd} = 74,41 kN.m	V _{z,Ed} = 0,90 kN
	M _{y,N,Rd} = 156,34 kN.m	M _{z,N,Rd} = 74,41 kN.m	V _{z,c,Rd} = 328,20 kN
	M _{b,Rd} = 156,34 kN.m		

Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	M _{cr} = 2148,85 kN.m	Curva,LT - a	XLT = 1.00
L _{cr,upp} =1,50 m	λ _{LT} = 0,27	f _{i,LT} = 0,00	XLT,mod = 1.00

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

L _y = 10,00 m	λ _y = 1,26
L _{cr,y} = 10,00 m	X _y = 0,45
λ _y = 109,06	k _{zy} = 0,53

em relação ao eixo Z:

L _z = 10,00 m	λ _z = 0,31
L _{cr,z} = 1,50 m	X _z = 0,94
λ _z = 27,22	k _{zz} = 1,01

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,01 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,78 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y} = 109,06 < \lambda_{\max} = 210,00 \quad \lambda_{z} = 27,22 < \lambda_{\max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,04 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{y,N,Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,61 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{z,N,Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,82 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 3,4 \text{ mm} < v_{y \max} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar de Fachada**

CARGAS: Caso de carga dimensionante: 30 1.35CP+1.5(W270°+0,7Q) 1*1.35+6*1.50+2*1.05

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: HEA 240

h=230,0 mm	gM0=1,00	gM1=1,00	
b=240,0 mm	Ay=64,54 cm ²	Az=25,18 cm ²	Ax=76,84 cm ²
tw=7,5 mm	Iy=7763,18 cm ⁴	Iz=2768,81 cm ⁴	Ix=38,20 cm ⁴
tf=12,0 mm	Wply=744,68 cm ³	Wplz=351,70 cm ³	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

N _{Ed} = 16,26 kN	M _{y,Ed} = 153,12 kN.m	M _{z,Ed} = 0,12 kN.m	V _{y,Ed} = -0,02 kN
N _{c,Rd} = 2112,98 kN	M _{y,pl,Rd} = 204,79 kN.m	M _{z,pl,Rd} = 96,72 kN.m	V _{y,c,Rd} = 1024,64 kN
N _{b,Rd} = 859,78 kN	M _{y,c,Rd} = 204,79 kN.m	M _{z,c,Rd} = 96,72 kN.m	V _{z,Ed} = -10,91 kN
	M _{y,N,Rd} = 204,79 kN.m	M _{z,N,Rd} = 96,72 kN.m	V _{z,c,Rd} = 399,72 kN
	M _{b,Rd} = 175,41 kN.m		

Classe da secção = 1

PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

z = 0,00	M _{cr} = 341,19 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0,83
L _{cr,upp} =5,72 m	λ _{LT} = 0,77	f _{i,LT} = 0,79	XLT,mod = 0,86

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

L _y = 11,72 m	λ _y = 1,34
L _{cr,y} = 11,72 m	X _y = 0,41
λ _y = 116,56	k _{yy} = 1,01

em relação ao eixo Z:

L _z = 11,72 m	Lam _z = 0,29
L _{cr,z} = 1,50 m	X _z = 0,96
λ _z = 24,99	k _{yz} = 1,51

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,01 < 1,00$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0,56 < 1,00$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = 0,03 < 1,00$$

Controlo da estabilidade global da barra:

$$\lambda_{y,y} = 116,56 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \lambda_{y,z} = 24,99 < \lambda_{y,max} = 210,00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,87 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{y,N,Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,90 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_{z,N,Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,47 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 5,4 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Contraventamento**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 16 1.0CP+1.5W270° 1*1.00+6*1.50

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SEÇÃO: TRON 60x4

$h=60,3 \text{ mm}$	$gM0=1,00$	$gM1=1,00$	
$b=60,3 \text{ mm}$	$A_y=4,50 \text{ cm}^2$	$A_z=4,50 \text{ cm}^2$	$A_x=7,07 \text{ cm}^2$
$t_w=4,0 \text{ mm}$	$I_y=28,17 \text{ cm}^4$	$I_z=28,17 \text{ cm}^4$	$I_x=56,35 \text{ cm}^4$
$t_f=4,0 \text{ mm}$	$W_{ply}=12,70 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=12,70 \text{ cm}^3$	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA :

$N_{Ed} = -154,03 \text{ kN}$

$N_{t,Rd} = 194,56 \text{ kN}$

Classe da secção = 1

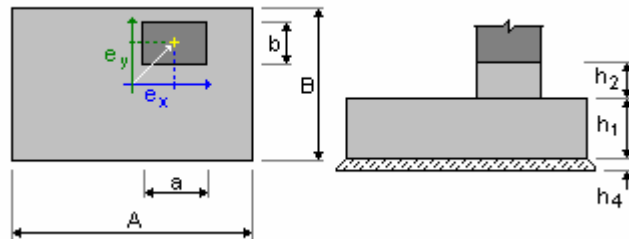
FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

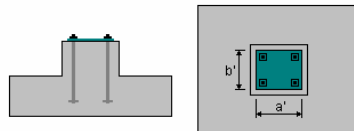
$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,79 < 1,00$$

➤ **Fundação pórtico interior**

Geometria:



A	= 2.70 (m)	a	= 0.44 (m)
B	= 2.20 (m)	b	= 0.30 (m)
h1	= 0.40 (m)	e_x	= -0.20 (m)
h2	= 0.05 (m)	e_y	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		



a'	= 440.0 (mm)
b'	= 300.0 (mm)
$c1$	= 50.0 (mm)
$c2$	= 50.0 (mm)

Materiais

• Betão	: C25/30;	$f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$
	peso específico	= 2501.36 (kG/m ³)
• Armaduras longitudinais	: tipo B500C	$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$
• Armadura transversal	: tipo B500C	$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Projecto geotécnico

Considerações

- Coeficiente de redução da coesão do solo: 1.00
- Escorregamento considerando a pressão do solo: nenhum

Coeficientes parciais para as características do solo:

	$\tan(\phi)$	c'	q_{\max}
Caso A	1.10	1.30	1.20
Caso B	1.00	1.00	1.00
Caso C	1.25	1.60	1.40
ACC	1.00	1.00	1.00

Solo:

Nível do solo:	N_1	= 0.00 (m)
Nível do fuste:	N_a	= 0.00 (m)
Nível mínimo de referência:	N_f	= -0.50 (m)

Silte argiloso

- Nível do solo: 0.00 (m)
- Peso específico: 2039.43 (kG/m³)
- Peso do sólido: 2804.22 (kG/m³)
- Ângulo de atrito interno: 25.0 (Deg)
- Coesão: 0.06 (MPa)

Estados limites

Cálculo das tensões

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo

Combinação desfavorável: **ULS : 1.35CP+1.5Sob N=170.25 Fx=70.93 Fy=-0.01**

Coeficientes de carga:

- 1.00** * peso da fundação
- 1.00** * peso do solo
- 1.00** * talude (permanente)
- 1.50** * talude (variável)

Resultados dos cálculos: no nível do assento da fundação

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 93.20 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 263.45 (kN) Mx = 0.00 (kN.m) My = -2.01 (kN.m)

Parâmetros geotécnicos:

C = 0.00 (MPa)

ϕ = 0.00

γ = 0.00 (kG/m³)

Tensões no solo: 0.05 (MPa)

Resistência de cálculo do solo: 0.25 (MPa)

Coeficiente de segurança: **5.543 > 1**

Arrancamento

Arrancamento em ELU

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-17.28 My=-0.00 Fx=-78.43 Fy=0.00**

Coeficientes de carga:

- 0.95** * peso da fundação
- 0.95** * peso do solo
- 0.95** * talude (permanente)
- 0.00** * talude (variável)

Área de superfície de contacto: $s = 0.16$
 $s_{lim} = 0.17$

Deslizamento

Combinação desfavorável: **ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-17.28 My=-0.00 Fx=-78.43 Fy=0.00**
 Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)
 Peso da fundação e do solo sobrejacente: $Gr = 88.63$ (kN)
 Carga de dimensionamento: $N_r = 71.35$ (kN) $M_x = -0.00$ (kN.m) $M_y = -31.72$ (kN.m)
 Dimensões equivalentes da fundação: $A_ = 2.70$ (m) $B_ = 2.20$ (m)
 Superfície de deslizamento: 5.94 (m²)
 Coeficiente de fricção fundação-solo: $tg(\phi) = 0.42$
 Coesão: $C = 0.05$ (MPa)
 Valor da força de deslizamento: $F = 78.43$ (kN)
 Valor da força de estabilização para o deslizamento: $F(stab) = 304.40$ (kN)
 Estabilidade ao deslizamento: **3.881 > 1**

Assentamento a meio

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo
 Combinação desfavorável **SLS : 1CP+1Q N=122.27 Fx=50.33 Fy=-0.01**
 Coeficientes de carga: **1.00** * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)
 Peso da fundação e do solo sobrejacente: $Gr = 93.29$ (kN)
 Tensão devida à carga de dimensionamento: $q = 0.04$ (MPa)
 Espessura do solo com assentamento activo: $z = 2.20$ (m)
 Tensão no nível z:
 - Adicional: $\sigma_{zd} = 0.01$ (MPa)
 - Devido ao peso do solo: $\sigma_{z\gamma} = 0.05$ (MPa)
 Assentamento:
 - Primário: $s' = 0.4$ (mm)
 - Secundário: $s'' = 0.0$ (mm)
 - TOTAIS: $S = 0.4$ (mm) < $S_{adm} = 50.8$ (mm)
 Coeficiente de segurança: **113.6 > 1**

Diferença de afundamentos

Combinação desfavorável **SLS : 1cp+0,4Q N=101.53 Fx=38.40 Fy=-0.01**
 Coeficientes de carga: **1.00** * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)
 Diferença de afundamentos: $S = 0.0$ (mm) < $S_{adm} = 50.8$ (mm)
 Coeficiente de segurança: **1430 > 1**

Tombamento

Em torno do eixo OX

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-17.28 My=-0.00 Fx=-78.43 Fy=0.00**
 Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: $Gr = 88.63 \text{ (kN)}$
 Carga de dimensionamento: $Nr = 71.35 \text{ (kN)}$ $Mx = -0.00 \text{ (kN.m)}$ $My = -31.72 \text{ (kN.m)}$
 Momento estabilizador: $M_{stab} = 97.49 \text{ (kN.m)}$
 Momento de tombamento: $M_{renv} = 19.01 \text{ (kN.m)}$
 Estabilidade ao tombamento: **$5.128 > 1$**

Em torno do eixo OY

Combinação desfavorável: **ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-17.28 My=-0.00 Fx=-78.43 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: $Gr = 88.63 \text{ (kN)}$
 Carga de dimensionamento: $Nr = 71.35 \text{ (kN)}$ $Mx = -0.00 \text{ (kN.m)}$ $My = -31.72 \text{ (kN.m)}$
 Momento estabilizador: $M_{stab} = 119.80 \text{ (kN.m)}$
 Momento de tombamento: $M_{renv} = 55.17 \text{ (kN.m)}$
 Estabilidade ao tombamento: **$2.172 > 1$**

Projecto de betão armado

Considerações

- Ambiente : 2a - húmido sem gelo

Análise do punçoamento e do esforço transverso

Punçoamento

Combinação desfavorável **ULS : 1.35CP+1.5Sob N=170.25 Fx=70.93 Fy=-0.01**
 Coeficientes de carga: **1.35** * peso da fundação
1.35 * peso do solo
1.35 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)
 Carga de dimensionamento: $Nr = 296.19 \text{ (kN)}$ $Mx = 0.00 \text{ (kN.m)}$ $My = -1.96 \text{ (kN.m)}$
 Comprimento do perímetro crítico: 4.68 (m)
 Força de punçoamento: 121.49 (kN)
 Altura útil da secção: $heff = 0.34 \text{ (m)}$
 Densidade da armadura: $\rho = 0.15 \%$
 Tensão de cisalhamento: 0.11 (MPa)
 Tensão de cisalhamento admissível: 0.48 (MPa)
 Coeficiente de segurança: **$4.152 > 1$**

Armadura teórica

Sapata:

Armadura inferior:

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=170.25 Fx=70.93 Fy=-0.01
 $My = 54.53 \text{ (kN.m)}$ $A_{sx} = 5.10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=170.25 Fx=70.93 Fy=-0.01
 $Mx = 34.75 \text{ (kN.m)}$ $A_{sy} = 5.10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$A_{s \text{ min}} = 5.10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Armadura superior:

ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-17.28 My=-0.00 Fx=-78.43 Fy=0.00
 My = -21.42 (kN.m) A'_{sx} = 5.10 (cm²/m)

ULS : 1.0CP+1.5W180° N=-17.28 My=-0.00 Fx=-78.43 Fy=0.00
 Mx = -3.72 (kN.m) A'_{sy} = 5.10 (cm²/m)

$A_{s\ min}$ = 5.10 (cm²/m)

Fuste:

Armaduras longitudinais A = 0.00 (cm²) A_{min} = 0.00 (cm²)
 $A = 2 * (Asx + Asy)$
 $Asx = 0.00$ (cm²) $Asy = 0.00$ (cm²)

Armaduras adotadas

Sapata:

Inferior:

Ao longo do eixo X: 10 B500C 12 $l = 5.91$ (m) $e = 0.22$
 Ao longo do eixo Y: 13 B500C 12 $l = 4.82$ (m) $e = 0.21$

Fuste

Armaduras longitudinais

Ao longo do eixo X: 2 B500C 12 $l = 1.09$ (m) $e = 1^*-0.34 + 1^*0.27$
 Ao longo do eixo Y: 2 B500C 12 $l = 1.41$ (m) $e = 1^*-0.36$

Armadura transversal

3 B500C 8 $l = 1.18$ (m) $e = 1^*-0.03$

Quantitativo de material:

- Volume de betão = 2.38 (m³)
- Superfície de cofragem = 3.99 (m²)
- Aço B500C
 - Peso total = 114.00 (kG)
 - Densidade = 47.85 (kG/m³)
 - Diâmetro médio = 11.9 (mm)
 - Lista por diâmetros:

Diâmetro	Comprimento (m)	Quantidade:
8	1.18	3
12	1.09	2
12	1.41	2
12	4.82	13
12	5.91	10

**APÊNDICE V - CÁLCULOS DOS PAVILHÕES EM MADEIRA
LAMELADA COLADA**

Pavilhão 20x40 metros

➤ **Viga portico interior**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 8 1.0CP+1.5W0° 1*1.00+3*1.50

MATERIAL GL32h

gM = 1,30	f _{m,0,k} = 32,00 MPa	f _{t,0,k} = 22,50 MPa	f _{c,0,k} = 32,00 MPa
f _{v,k} = 3,80 MPa	f _{t,90,k} = 0,50 MPa	f _{c,90,k} = 3,30 MPa	E _{0,mean} = 13700,00 MPa
E _{0,05} = 11100,00 MPa	G _{mean} = 850,00 MPa	classe de serviço: 1	Beta c = 1,00

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 190-405/810

ht=81,00 cm			
bf=19,00 cm	A _y =292,41 cm ²	A _z =1246,59 cm ²	A _x =1539,00 cm ²
ea=9,50 cm	I _y =841448,27 cm ⁴	I _z =46298,25 cm ⁴	I _x =111519,7 cm ⁴
es=9,50 cm	W _{ely} =20776,50 cm ³	W _{elz} =4873,50 cm ³	

TENSÕES

$$\sigma_{t,0,d} = N_{sd}/S_x = -0,40/1539,00 = -0,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_y/W_y = -300,47/20776,50 = -14,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = M_z/W_z = -0,00/4873,50 = -0,00 \text{ MPa}$$

$$\tau_{y,d} = 1,5 \cdot -0,00/1539,00 = -0,00 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z,d} = 1,5 \cdot 52,33/1539,00 = 0,51 \text{ MPa}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$f_{t,0,d} = 11,94 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$f_{m,z,d} = 16,98 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 1,75 \text{ MPa}$$

Factores e parâmetros adicionais

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:



em relação ao eixo Y:



em relação ao eixo Z:

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,98 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,69 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = \frac{0,00}{1,75} = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = \frac{0,51}{1,75} = 0,29 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS LIMITES

Deflexões

$$u_z = 67,4 \text{ mm} < u_z \text{ max} = L/200,00 = 100,0 \text{ mm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ Viga pórtico exterior

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: $26 \text{ 1.35CP} + 1.5(\text{W180}^\circ + 0,7\text{Q}) \text{ 1*1.35} + 5*1.50 + 2*1.05$

MATERIAL GL32h

$gM = 1,30$	$f_{m,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$	$f_{t,0,k} = 22,50 \text{ MPa}$	$f_{c,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 3,80 \text{ MPa}$	$f_{t,90,k} = 0,50 \text{ MPa}$	$f_{c,90,k} = 3,30 \text{ MPa}$	$E_{0,mean} = 13700,00 \text{ MPa}$
$E_{0,05} = 11100,00 \text{ MPa}$	$G_{mean} = 850,00 \text{ MPa}$	Classe de serviço: 1	Beta c = 0,10

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 140-495

$ht = 49,50 \text{ cm}$			
$bf = 14,00 \text{ cm}$	$A_y = 152,79 \text{ cm}^2$	$A_z = 540,21 \text{ cm}^2$	$A_x = 693,00 \text{ cm}^2$
$ea = 7,00 \text{ cm}$	$I_y = 141501,94 \text{ cm}^4$	$I_z = 11319,00 \text{ cm}^4$	$I_x = 37205,9 \text{ cm}^4$
$es = 7,00 \text{ cm}$	$W_{ely} = 5717,25 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 1617,00 \text{ cm}^3$	

TENSÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0,d} &= N_{sd}/S_x = 14,52/693,00 = 0,21 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_y/W_y = 78,49/5717,25 = 13,73 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_z/W_z = 0,76/1617,00 = 0,47 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5*0,13/693,00 = 0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5*-23,33/693,00 = -0,51 \text{ MPa}\end{aligned}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$\begin{aligned}f_{c,0,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 15,35 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factors and additional parameters

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

$$\begin{aligned}L_y &= 10,20 \text{ m} & \lambda_y &= 71,37 \\ \lambda_{rel y} &= 1,22 & k_y &= 1,28 \\ L_{cry} &= 10,20 \text{ m} & k_{cy} &= 0,60\end{aligned}$$

em relação ao eixo Z:

$$\begin{aligned}L_z &= 10,20 \text{ m} & \lambda_z &= 30,88 \\ \lambda_{rel z} &= 0,53 & k_z &= 0,64 \\ L_{crz} &= 1,25 \text{ m} & k_{cz} &= 1,00\end{aligned}$$

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,94 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,63 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = \frac{0,00}{1,75} = 0,00 < 1,00 \quad \frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = \frac{0,51}{1,75} = 0,29 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS

Deflexões

$$u_z = 2,1 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200,00 = 25,0 \text{ mm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga dimensionante: $40 \text{ 1CP} + 1\text{Q} \text{ (1+2)*1.00}$

➤ **Pilar pórtico interior**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 12 1.0CP+1.5W180° 1*1.00+5*1.50

MATERIAL GL32h

$g_M = 1,30$	$f_{m,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$	$f_{t,0,k} = 22,50 \text{ MPa}$	$f_{c,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 3,80 \text{ MPa}$	$f_{t,90,k} = 0,50 \text{ MPa}$	$f_{c,90,k} = 3,30 \text{ MPa}$	$E_{0,mean} = 13700,00 \text{ MPa}$
$E_{0,05} = 11100,00 \text{ MPa}$	$G_{mean} = 850,00 \text{ MPa}$	Classe de serviço: 1	Beta c = 1,00

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 190-855

$h_t = 85,50 \text{ cm}$			
$b_f = 19,00 \text{ cm}$	$A_y = 295,36 \text{ cm}^2$	$A_z = 1329,14 \text{ cm}^2$	$A_x = 1624,50 \text{ cm}^2$
$e_a = 9,50 \text{ cm}$	$I_y = 989625,09 \text{ cm}^4$	$I_z = 48870,38 \text{ cm}^4$	$I_x = 168104,1 \text{ cm}^4$
$e_s = 9,50 \text{ cm}$	$W_{ely} = 23149,13 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 5144,25 \text{ cm}^3$	

TENSÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{t,0,d} &= N/S_x = -48,97/1624,50 = -0,30 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_y/W_y = -307,02/23149,13 = -13,26 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_z/W_z = -0,00/5144,25 = -0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5 \cdot -0,00/1624,50 = -0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5 \cdot 1,77/1624,50 = 0,02 \text{ MPa}\end{aligned}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$\begin{aligned}f_{t,0,d} &= 11,94 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factores e parâmetros adicionais

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:



em relação ao eixo Y:



em relação ao eixo Z:

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,92 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,63 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,00/1,75 = 0,00 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,02/1,75 = 0,01 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 13,3 \text{ mm} < v_{y \text{ max}} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar pórtico exterior**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 23 1.0CP+1.5(W90°+0,7Q) 1*1.00+4*1.50+2*1.05

MATERIAL GL32h

$g_M = 1,30$	$f_{m,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$	$f_{t,0,k} = 22,50 \text{ MPa}$	$f_{c,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 3,80 \text{ MPa}$	$f_{t,90,k} = 0,50 \text{ MPa}$	$f_{c,90,k} = 3,30 \text{ MPa}$	$E_{0,mean} = 13700,00 \text{ MPa}$
$E_{0,05} = 11100,00 \text{ MPa}$	$G_{mean} = 850,00 \text{ MPa}$	Classe de serviço: 1	Beta c = 0,10

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 190-495

$h_t = 495,00 \text{ mm}$			
$b_f = 190,00 \text{ mm}$	$A_y = 260.87 \text{ cm}^2$	$A_z = 679.63 \text{ cm}^2$	$A_x = 940.50 \text{ cm}^2$
$e_a = 95,00 \text{ mm}$	$I_y = 192038.34 \text{ cm}^4$	$I_z = 28293.38 \text{ cm}^4$	$I_x = 85811.3 \text{ cm}^4$
$e_s = 95,00 \text{ mm}$	$W_{ely} = 7759.12 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 2978.25 \text{ cm}^3$	

TENSÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0,d} &= N/S_x = 6,42/940,50 = 0,07 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_y/W_y = 7,31/7759,12 = 0,94 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_z/W_z = 44,60/2978,25 = 14,97 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5 \cdot -1,23/940,50 = -0,02 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5 \cdot 0,57/940,50 = 0,01 \text{ MPa}\end{aligned}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$\begin{aligned}f_{c,0,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 15,35 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factores e parâmetros adicionais

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:		em relação ao eixo Z:	
$L_y = 10,00 \text{ m}$	$\lambda_Y = 8,75$	$L_z = 10,00 \text{ m}$	$\lambda_Z = 22,79$
$\lambda_{rel y} = 0,15$	$k_y = 0,49$	$\lambda_{rel Z} = 0,39$	$k_z = 0,57$
$L_{cry} = 1,25 \text{ m}$	$k_{cy} = 1,00$	$L_{crz} = 1,25 \text{ m}$	$k_{cz} = 1,00$

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\left(\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,92 < 1,00$$

$$\left(\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,68 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,02/1,75 = 0,01 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,01/1,75 = 0,01 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 1,3 \text{ mm} < v_{y \max} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar de fachada**

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: 10 1.0CP+1.5W90° 1*1.00+4*1.50

MATERIAL GL32h

gM = 1,30	f _{m,0,k} = 32,00 MPa	f _{t,0,k} = 22,50 MPa	f _{c,0,k} = 32,00 MPa
f _{v,k} = 3,80 MPa	f _{t,90,k} = 0,50 MPa	f _{c,90,k} = 3,30 MPa	E _{0,mean} = 13700,00 MPa
E _{0,05} = 11100,00 MPa	G _{mean} = 850,00 MPa	Service class: 1	Beta _c = 1,00

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 140-675

ht=675,00 mm			
bf=140,00 mm	A _y =162,33 cm ²	A _z =782,67 cm ²	A _x =945,00 cm ²
ea=70,00 mm	I _y =358804,69 cm ⁴	I _z =15435,00 cm ⁴	I _x =53669,7 cm ⁴
es=70,00 mm	W _{ely} =10631,25 cm ³	W _{elz} =2205,00 cm ³	

TENÇÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{t,0,d} &= N/S_x = -16,75/945,00 = -0,18 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_y/W_y = -145,82/10631,25 = -13,72 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_z/W_z = -0,00/2205,00 = -0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5*0,00/945,00 = 0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5*0,05/945,00 = 0,00 \text{ MPa}\end{aligned}$$

ALLOWABLE STRESSES

$$\begin{aligned}f_{t,0,d} &= 11,94 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factors and additional parameters

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:



em relação ao eixo Y:



em relação ao eixo Z:

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,94 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,65 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,00/1,75 = 0,00 < 1,00 \quad \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,00/1,75 = 0,00 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_x = 1,4 \text{ mm} < v_{x \text{ max}} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Contraventamento**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* $10 \text{ 1.0CP} + 1.5\text{W90}^\circ \text{ 1*1.00} + 4*1.50$

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: Varão 25

$h=25,0 \text{ mm}$	$gM0=1,00$	$gM1=1,00$	
$b=25,0 \text{ mm}$	$A_y=3,13 \text{ cm}^2$	$A_z=3,13 \text{ cm}^2$	$A_x=4,91 \text{ cm}^2$
$tw=12,5 \text{ mm}$	$I_y=1,92 \text{ cm}^4$	$I_z=1,92 \text{ cm}^4$	$I_x=3,83 \text{ cm}^4$
$tf=12,5 \text{ mm}$	$W_{ply}=2,60 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=2,60 \text{ cm}^3$	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

$N_{Ed} = -87,66 \text{ kN}$

$N_{t,Rd} = 134,99 \text{ kN}$

Classe da secção = 1



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:



em relação ao eixo Y:



em relação ao eixo Z:

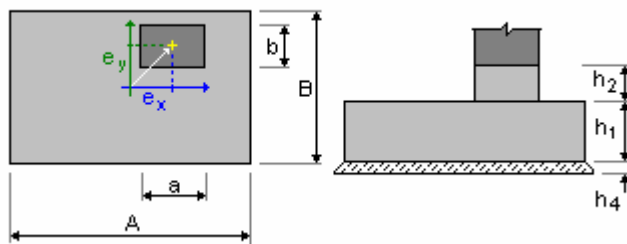
FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

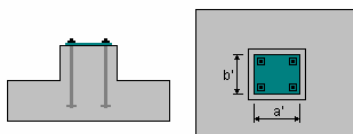
$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,65 < 1,00$$

➤ **Fundações dos pórticos interiores**

Geometria:



A	= 2.90 (m)	a	= 0.86 (m)
B	= 2.10 (m)	b	= 0.19 (m)
h1	= 0.40 (m)	ex	= 0.15 (m)
h2	= 0.05 (m)	ey	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		



a' = 855.0 (mm)

b' = 190.0 (mm)
c1 = 50.0 (mm)
c2 = 50.0 (mm)

Materiais

- Betão : C25/30; fck = 25.00 MPa
peso específico = 2501.36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinais : tipo B500C fyk = 500.00 MPa
- Armadura transversal : tipo B500C fyk = 500.00 MPa

Projecto geotécnico

Considerações

- Coeficiente de redução da coesão do solo: 1.00
- Escorregamento considerando a pressão do solo: nenhum

Coeficientes parciais para as características do solo:

	tan(ϕ)	c'	q _{max}
Caso A	1.10	1.30	1.20
Caso B	1.00	1.00	1.00
Caso C	1.25	1.60	1.40
ACC	1.00	1.00	1.00

Solo:

Nível do solo: N₁ = 0.00 (m)
Nível do fuste: N_a = 0.00 (m)
Nível mínimo de referência: N_f = -0.50 (m)

Silte argiloso

- Nível do solo: 0.00 (m)
- Peso específico: 2039.43 (kG/m3)
- Peso do sólido: 2804.22 (kG/m3)
- Ângulo de atrito interno: 25.0 (Deg)
- Coesão: 0.06 (MPa)

Estados limites

Cálculo das tensões

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo

Combinação desfavorável **ULS** : 1.35CP+1.5Sob N=77.03 My=-0.00 Fx=-20.79 Fy=0.00

Coeficientes de carga: 1.00 * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.50 * talude (variável)

Resultados dos cálculos: no nível do assento da fundação

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 95.42 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 172.46 (kN) Mx = -0.00 (kN*m) My = 2.08 (kN*m)

Parâmetros geotécnicos:

C = 0.00 (MPa)
 ϕ = 0.00
 γ = 0.00 (kG/m3)

Tensões no solo:	0.03 (MPa)
Resistência de cálculo do solo	0.25 (MPa)
Coeficiente de segurança:	8.613 > 1

Arrancamento

Arrancamento em ELU

Combinação desfavorável ULS : **1.0CP+1.5W0° N=-31.38 My=-0.00 Fx=71.13 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga:	0.95 * peso da fundação
	0.95 * peso do solo
	0.95 * talude (permanente)
	0.00 * talude (variável)

Área de superfície de contacto:	s = 0.16
	s _{lim} = 0.17

Deslizamento

Combinação desfavorável ULS : **1.0CP+1.5W0° N=-31.38 My=-0.00 Fx=71.13 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga:	0.95 * peso da fundação
	0.95 * peso do solo
	0.95 * talude (permanente)
	0.00 * talude (variável)
Peso da fundação e do solo sobrejacente:	Gr = 90.74 (kN)
Carga de dimensionamento: Nr = 59.37 (kN)	Mx = 0.00 (kN.m) My = 27.19 (kN.m)
Dimensões equivalentes da fundação:	A_ = 2.90 (m) B_ = 2.10 (m)
Superfície de deslizamento:	6.09 (m ²)
Coeficiente de fricção fundação-solo:	tg(φ) = 0.42
Coesão:	C = 0.05 (MPa)
Valor da força de deslizamento	F = 71.13 (kN)
Valor da força de estabilização para o deslizamento:	F(stab) = 306.24 (kN)
Estabilidade ao deslizamento:	4.306 > 1

Assentamento a meio

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo

Combinação desfavorável SLS : **1CP+1Q N=55.36 My=-0.00 Fx=-14.67 Fy=0.00**

Coeficientes de carga:	1.00 * peso da fundação
	1.00 * peso do solo
	1.00 * talude (permanente)
	1.00 * talude (variável)
Peso da fundação e do solo sobrejacente:	Gr = 95.52 (kN)
Tensão devida à carga de dimensionado:	q = 0.02 (MPa)
Espessura do solo com assentamento activo:	z = 1.58 (m)
Tensão no nível z:	
- Adicional:	σ _{zd} = 0.01 (MPa)
- Devido ao peso do solo:	σ _{zγ} = 0.04 (MPa)
Assentamento:	
- Primário	s' = 0.2 (mm)
- Secundário	s'' = 0.0 (mm)
- TOTAIS	S = 0.2 (mm) < S _{adm} = 50.8 (mm)
Coeficiente de segurança:	237.8 > 1

Diferença de assentamentos

Combinação desfavorável SLS : **1CP+1Q N=55.36 My=-0.00 Fx=-14.67 Fy=0.00**

Coeficientes de carga:	1.00 * peso da fundação
	1.00 * peso do solo
	1.00 * talude (permanente)

		1.00 * talude (variável)
(mm)	Diferença de afundamentos:	$S = 0.0 \text{ (mm)} < S_{adm} = 50.8$
	Coeficiente de segurança:	3480 > 1

Tombamento

Em torno do eixo OX

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W0^o N=-31.38 My=-0.00 Fx=71.13 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga:	0.95 * peso da fundação
	0.95 * peso do solo
	0.95 * talude (permanente)
	0.00 * talude (variável)
Peso da fundação e do solo sobrejacente:	Gr = 90.74 (kN)
Carga de dimensionamento: Nr = 59.37 (kN)	Mx = 0.00 (kN.m) My = 27.19 (kN.m)
Momento estabilizador:	M _{stab} = 95.28 (kN*m)
Momento de tombamento:	M _{renv} = 32.95 (kN*m)
Estabilidade ao tombamento:	2.892 > 1

Em torno do eixo OY

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W0^o N=-31.38 My=-0.00 Fx=71.13 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga:	0.95 * peso da fundação
	0.95 * peso do solo
	0.95 * talude (permanente)
	0.00 * talude (variável)
Peso da fundação e do solo sobrejacente:	Gr = 90.74 (kN)
Carga de dimensionamento: Nr = 59.37 (kN)	Mx = 0.00 (kN.m) My = 27.19 (kN.m)
Momento estabilizador:	M _{stab} = 131.72 (kN*m)
Momento de tombamento:	M _{renv} = 72.80 (kN*m)
Estabilidade ao tombamento:	1.809 > 1

Projecto de betão armado

Considerações

- Ambiente : 2a - húmido sem gelo

Análise do punçoamento e do esforço transversal

Punçoamento

Combinação desfavorável **ULS : 1.35CP+1.5Sob N=77.03 My=-0.00 Fx=-20.79 Fy=0.00**

Coeficientes de carga:	1.35 * peso da fundação
	1.35 * peso do solo
	1.35 * talude (permanente)
	1.00 * talude (variável)
Carga de dimensionamento: Nr = 205.98 (kN)	Mx = -0.00 (kN.m) My = 2.04 (kN.m)
Comprimento do perímetro crítico:	5.29 (m)
Força de punçoamento	51.13 (kN)
Altura útil da secção	heff = 0.34 (m)
Densidade da armadura:	$\rho = 0.15 \%$
Tensão de cisalhamento:	0.04 (MPa)
Tensão de cisalhamento admissível:	0.48 (MPa)
Coeficiente de segurança:	11.15 > 1

Armadura teórica

Sapata:

Armadura inferior:

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=77.03 My=-0.00 Fx=-20.79 Fy=0.00
My = 17.28 (kN.m) $A_{sx} = 5.10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=77.03 My=-0.00 Fx=-20.79 Fy=0.00
Mx = 16.50 (kN.m) $A_{sy} = 5.10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$
 $A_{s \text{ min}} = 5.10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Armaduras superiores:

ULS : 1.0CP+1.5W0° N=-31.38 My=-0.00 Fx=71.13 Fy=-0.00
My = -17.41 (kN.m) $A'_{sx} = 5.10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ULS : 1.0CP+1.5W0° N=-31.38 My=-0.00 Fx=71.13 Fy=-0.00
Mx = -7.04 (kN.m) $A'_{sy} = 5.10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$
 $A'_{s \text{ min}} = 5.10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Fuste:

Armaduras longitudinais $A = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$ $A_{\text{min}} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $A = 2 * (Asx + Asy)$
 $Asx = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$ $Asy = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Armaduras adoptadas

Sapata:

Inferior:

Ao longo do eixo X: 10 B500C 12 l = 6.31 (m) e = 0.21
Ao longo do eixo Y: 14 B500C 12 l = 4.62 (m) e = 0.20

Fuste

Armaduras longitudinais

Ao longo do eixo X: 2 B500C 12 l = 0.90 (m) e = 1*0.19 + 1*0.69
Ao longo do eixo Y: 2 B500C 12 l = 2.24 (m) e = 1*0.22

Armadura transversal

3 B500C 8 l = 1.79 (m) e = 1*0.53

Quantitativo de material:

- Volume de betão = 2.44 (m3)
- Superfície de cofragem = 4.10 (m2)
- Aço B500C
 - Peso total = 121.22 (kG)
 - Densidade = 49.60 (kG/m3)
 - Diâmetro médio = 11.8 (mm)
 - Lista por diâmetros:

Diâmetro	Comprimento (m)	Quantidade:
8	1.79	3
12	0.90	2
12	2.24	2
12	4.62	14

12 6.31 10

Pavilhão 30x60 metros

➤ Viga pórtico interior

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: $7 \text{ 1.35CP} + 1.5\text{Sob } 1 \times 1.35 + 2 \times 1.50$

MATERIAL GL32h

$g_M = 1,30$	$f_{m,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$	$f_{t,0,k} = 22,50 \text{ MPa}$	$f_{c,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 3,80 \text{ MPa}$	$f_{t,90,k} = 0,50 \text{ MPa}$	$f_{c,90,k} = 3,30 \text{ MPa}$	$E_{0,mean} = 13700,00 \text{ MPa}$
$E_{0,05} = 11100,00 \text{ MPa}$	$G_{mean} = 850,00 \text{ MPa}$	Service class: 1	Beta c = 0,10

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 190-450/1035

$h_t = 1035,0 \text{ mm}$			
$b_f = 190,0 \text{ mm}$	$A_y = 305,01 \text{ cm}^2$	$A_z = 1661,49 \text{ cm}^2$	$A_x = 1966,50 \text{ cm}^2$
$e_a = 95,0 \text{ mm}$	$I_y = 1755470,04 \text{ cm}^4$	$I_z = 59158,87 \text{ cm}^4$	$I_x = 142385,3 \text{ cm}^4$
$e_s = 95,0 \text{ mm}$	$W_{ely} = 33922,13 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 6227,25 \text{ cm}^3$	

TENSÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0,d} &= N/S_x = 63,77/1966,50 = 0,032 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_y/W_y = 488,33/33922,13 = 14,10 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_z/W_z = 0,00/4467,37 = 0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5 \times -0,01/1966,50 = -0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5 \times -72,15/1966,50 = -0,55 \text{ MPa}\end{aligned}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$\begin{aligned}f_{c,0,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factores e parâmetros adicionais

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

$$\begin{aligned}L_y &= 15,30 \text{ m} & \lambda_y &= 69,38 \\ \lambda_{rel,y} &= 1,19 & k_y &= 1,24 \\ L_{cry} &= 15,30 \text{ m} & k_{cy} &= 0,63\end{aligned}$$

em relação ao eixo Z:

$$\begin{aligned}L_z &= 15,30 \text{ m} & \lambda_z &= 6,77 \\ \lambda_{rel,z} &= 0,12 & k_z &= 0,49 \\ L_{crz} &= 0,37 \text{ m} & k_{cz} &= 1,00\end{aligned}$$

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,99 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,69 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,00/1,75 = 0,00 < 1,00 \quad \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,55/1,75 = 0,31 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS

Deflexões

$$u_z = 148,2 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200,00 = 150,0 \text{ mm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga dimensionante: $40 \text{ 1CP} + 1\text{Q } (1+2) \times 1,00$

➤ **Viga portico exterior**

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: 12 1.0CP+1.5W180° 1*1.00+5*1.50

MATERIAL GL32h

gM = 1,30	f _{m,0,k} = 32,00 MPa	f _{t,0,k} = 22,50 MPa	f _{c,0,k} = 32,00 MPa
f _{v,k} = 3,80 MPa	f _{t,90,k} = 0,50 MPa	f _{c,90,k} = 3,30 MPa	E _{0,mean} = 13700,00 MPa
E _{0,05} = 11100,00 MPa	G _{mean} = 850,00 MPa	Classe de serviço: 1	Beta _c = 0,10

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 140-495

ht=495,0 mm			
bf=140,0 mm	A _y =152,79 cm ²	A _z =540,21 cm ²	A _x =693,00 cm ²
ea=70,0 mm	I _y =141501,94 cm ⁴	I _z =11319,00 cm ⁴	I _x =37205,9 cm ⁴
es=70,0 mm	W _{ely} =5717,25 cm ³	W _{elz} =1617,00 cm ³	

TENSÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0,d} &= N/A_x = 69,68/693,00 = 1.01 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_y/W_y = 60,61/5717,25 = 10.60 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_z/W_z = 0,11/1617,00 = 0.07 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5 \cdot -0,06/693,00 = -0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5 \cdot 23,74/693,00 = 0,51 \text{ MPa}\end{aligned}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$\begin{aligned}f_{c,0,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 15,35 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factors and additional parameters

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

$$\begin{aligned}L_y &= 15,30 \text{ m} & \lambda_y &= 107,05 \\ \lambda_{rel,y} &= 1,83 & k_y &= 2,24 \\ L_{cry} &= 15,30 \text{ m} & k_{cy} &= 0,28\end{aligned}$$

em relação ao eixo Z:

$$\begin{aligned}L_z &= 15,30 \text{ m} & \lambda_z &= 30,93 \\ \lambda_{rel,z} &= 0,53 & k_z &= 0,64 \\ L_{crz} &= 1,25 \text{ m} & k_{cz} &= 1,00\end{aligned}$$

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,93 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,56 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,00/1,75 = 0,00 < 1,00 \quad \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,51/1,75 = 0,29 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS

Deflexões

$$u_z = 16,5 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200,00 = 30,0 \text{ mm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar portico interior**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 12 1.0CP+1.5W180° 1*1.00+5*1.50

MATERIAL GL32h

gM = 1,30	f _{m,0,k} = 32,00 MPa	f _{t,0,k} = 22,50 MPa	f _{c,0,k} = 32,00 MPa
f _{v,k} = 3,80 MPa	f _{t,90,k} = 0,50 MPa	f _{c,90,k} = 3,30 MPa	E _{0,mean} = 13700,00 MPa
E _{0,05} = 11100,00 MPa	G _{mean} = 850,00 MPa	Classe de serviço: 1	Beta c = 1.00

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 190-675/1080

ht=918,0 mm			
bf=190,0 mm	A _y =299,10 cm ²	A _z =1445,10 cm ²	A _x =1744,20 cm ²
ea=95,0 mm	I _y =1224899,29 cm ⁴	I _z =52471,35 cm ⁴	I _x =173248,4 cm ⁴
es=95,0 mm	W _{ely} =26686,26 cm ³	W _{elz} =5523,30 cm ³	

STRESSES

$\sigma_{t,0,d} = N/A_x = -53,78/1744,20 = -0,31 \text{ MPa}$
 $\sigma_{m,y,d} = M_y/W_y = -346,75/26686,26 = -12,99 \text{ MPa}$
 $\sigma_{m,z,d} = M_z/W_z = -0,00/5279,62 = -0,00 \text{ MPa}$
 $\tau_{y,d} = 1,5 \cdot 0,00/1744,20 = 0,00 \text{ MPa}$
 $\tau_{z,d} = 1,5 \cdot 29,20/1744,20 = 0,25 \text{ MPa}$

ALLOWABLE STRESSES

$f_{t,0,d} = 11,94 \text{ MPa}$
 $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$
 $f_{m,z,d} = 16,98 \text{ MPa}$
 $f_{v,d} = 1,75 \text{ MPa}$

Factors and additional parameters

km = 0,70 kh = 1,15 kmod = 0,60 Kls = 1,00



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:



em relação ao eixo Y:



em relação ao eixo Z:

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + km \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,91 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + km \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,64 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,00/1,75 = 0,00 < 1,00 \quad \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,25/1,75 = 0,14 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS

v_y = 31,4 mm < v_y max = L/150,00 = 66,7 mm

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar portico exterior**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 28 1.35CP+1.5(W270°+0,7Q) 1*1.35+6*1.50+2*1.05

MATERIAL GL32h

gM = 1,30	f _{m,0,k} = 32,00 MPa	f _{t,0,k} = 22,50 MPa	f _{c,0,k} = 32,00 MPa
f _{v,k} = 3,80 MPa	f _{t,90,k} = 0,50 MPa	f _{c,90,k} = 3,30 MPa	E _{0,mean} = 13700,00 MPa
E _{0,05} = 11100,00 MPa	G _{mean} = 850,00 MPa	Classe de serviço: 1	Beta _c = 0,10

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 190-595

ht=595,0 mm			
bf=190,0 mm	A _y =273,62 cm ²	A _z =856,88 cm ²	A _x =1130,50 cm ²
ea=95,0 mm	I _y =333521,05 cm ⁴	I _z =34009,21 cm ⁴	I _x =108662,3 cm ⁴
es=95,0 mm	W _{ely} =11210,79 cm ³	W _{elz} =3579,92 cm ³	

TENSÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0,d} &= N/A_x = 12,96/1130,50 = 0,11 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_y/W_y = 12,17/11210,79 = 1,09 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_z/W_z = 54,95/3579,92 = 15,35 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5 \cdot -1,17/1130,50 = -0,02 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5 \cdot 0,38/1130,50 = 0,01 \text{ MPa}\end{aligned}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$\begin{aligned}f_{c,0,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 14,79 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factores e parâmetros adicionais

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

$$\begin{aligned}L_y &= 10,00 \text{ m} & \lambda_y &= 8,73 \\ \lambda_{rel Y} &= 0,15 & k_y &= 0,49 \\ L_{cry} &= 1,50 \text{ m} & k_{cy} &= 1,00\end{aligned}$$

em relação ao eixo Z:

$$\begin{aligned}L_z &= 10,00 \text{ m} & \lambda_z &= 27,35 \\ \lambda_{rel Z} &= 0,47 & k_z &= 0,61 \\ L_{crz} &= 1,50 \text{ m} & k_{cz} &= 1,00\end{aligned}$$

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\left(\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,96 < 1,00$$

$$\left(\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,71 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,02/1,75 = 0,01 < 1,00 \quad \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,01/1,75 = 0,00 < 1,00 \quad [5.1.7.1]$$

DESLOCAMENTOS

$$v_y = 10,2 \text{ mm} < v_{y \max} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ Pilar de Fachada

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: $28 \text{ 1.35CP} + 1.5(\text{W}270^\circ + 0,7\text{Q}) \quad 1*1.35 + 6*1.50 + 2*1.05$

MATERIAL GL32h

$gM = 1,30$	$f_{m,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$	$f_{t,0,k} = 22,50 \text{ MPa}$	$f_{c,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 3,80 \text{ MPa}$	$f_{t,90,k} = 0,50 \text{ MPa}$	$f_{c,90,k} = 3,30 \text{ MPa}$	$E_{0,mean} = 13700,00 \text{ MPa}$
$E_{0,05} = 11100,00 \text{ MPa}$	$G_{mean} = 850,00 \text{ MPa}$	Classe de serviço: 1	Beta c = 0,10

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 165-720

$ht = 720,0 \text{ mm}$			
$bf = 165,0 \text{ mm}$	$A_y = 221,49 \text{ cm}^2$	$A_z = 966,51 \text{ cm}^2$	$A_x = 1188,00 \text{ cm}^2$
$ea = 82,5 \text{ mm}$	$I_y = 513216,00 \text{ cm}^4$	$I_z = 26952,75 \text{ cm}^4$	$I_x = 92240,1 \text{ cm}^4$
$es = 82,5 \text{ mm}$	$W_{ely} = 14256,00 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 3267,00 \text{ cm}^3$	

STRESSES

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0,d} &= N/A_x = 24,63/1188,00 = 0,21 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_y/W_y = 186,48/14256,00 = 13,08 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_z/W_z = 0,53/3267,00 = 0,16 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5 * -0,09/1188,00 = -0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5 * -0,07/1188,00 = -0,00 \text{ MPa}\end{aligned}$$

ALLOWABLE STRESSES

$$\begin{aligned}f_{c,0,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factors and additional parameters

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

$$\begin{aligned}L_y &= 12,40 \text{ m} & \lambda_y &= 59,66 \\ \lambda_{rel,y} &= 1,02 & k_y &= 1,05 \\ L_{cry} &= 12,40 \text{ m} & k_{cy} &= 0,78\end{aligned}$$

em relação ao eixo Z:

$$\begin{aligned}L_z &= 12,40 \text{ m} & \lambda_z &= 31,49 \\ \lambda_{rel,Z} &= 0,54 & k_z &= 0,65 \\ L_{crz} &= 1,50 \text{ m} & k_{cz} &= 0,99\end{aligned}$$

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,91 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,64 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,00/1,75 = 0,00 < 1,00 \quad \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,00/1,75 = 0,00 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS

$$v_y = 1,0 \text{ mm} < v_{y \text{ max}} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: $40 \text{ 1CP} + 1\text{Q} \quad (1+2)*1,00$

➤ Contraventamento

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* $28 \text{ kN/m} + 1.5(W_{270^\circ} + 0.7Q)$ $1 \cdot 1.35 + 6 \cdot 1.50 + 2 \cdot 1.05$

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275,00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: varao 25

$h=25,0 \text{ mm}$	$gM0=1,00$	$gM1=1,00$	
$b=25,0 \text{ mm}$	$A_y=3,13 \text{ cm}^2$	$A_z=3,13 \text{ cm}^2$	$A_x=4,91 \text{ cm}^2$
$tw=12,5 \text{ mm}$	$I_y=1,92 \text{ cm}^4$	$I_z=1,92 \text{ cm}^4$	$I_x=3,83 \text{ cm}^4$
$tf=12,5 \text{ mm}$	$W_{ply}=2,60 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=2,60 \text{ cm}^3$	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA:

$N_{Ed} = -97,54 \text{ kN}$

$N_{t,Rd} = 134,99 \text{ kN}$

Classe da secção = 1



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:



em relação ao eixo Y:



em relação ao eixo Z:

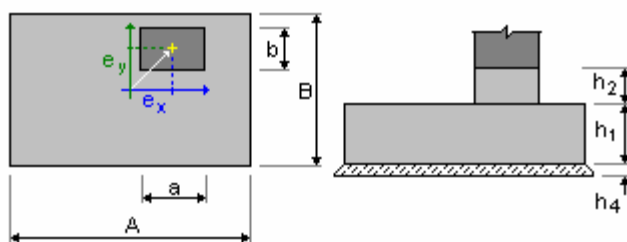
FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Controlo de resistência da secção:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,72 < 1,00$$

➤ Sapata pórtico interior

Geometria:



A	= 3.20 (m)	a	= 0.68 (m)
B	= 2.30 (m)	b	= 0.19 (m)
h1	= 0.50 (m)	e_x	= 0.25 (m)
h2	= 0.00 (m)	e_y	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		

a'	= 675.0 (mm)
b'	= 190.0 (mm)
c1	= 50.0 (mm)
c2	= 50.0 (mm)

Materiais

- Betão : C25/30; $f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$
peso específico = 2501.36 (kG/m³)
- Armaduras longitudinais : tipo B500C $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$
- Armadura transversal : tipo B500C $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Projecto geotécnico

Considerações

- Coeficiente de redução da coesão do solo: 1.00
- Escorregamento considerando a pressão do solo: nenhum

Coeficientes parciais para as características do solo:

	$\tan(\phi)$	c'	q_{max}
Caso A	1.10	1.30	1.20
Caso B	1.00	1.00	1.00
Caso C	1.25	1.60	1.40
ACC	1.00	1.00	1.00

Solo:

Silte argiloso

- Nível do solo: 0.00 (m)
- Peso específico: 2039.43 (kG/m³)
- Peso do sólido: 2804.22 (kG/m³)
- Ângulo de atrito interno: 25.0 (Deg)
- Coesão: 0.06 (MPa)

Estados limites

Cálculo das tensões

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo

Combinação desfavorável **ULS : 1.35CP+1.5Sob N=114.35 My=0.00 Fx=-48.47 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga: **1.00** * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.50 * talude (variável)

Resultados dos cálculos: ao nível da base da fundação

Peso da fundação e do solo sobrejacente: $Gr = 126.30 \text{ (kN)}$

Carga de dimensionamento: $N_r = 240.66 \text{ (kN)}$ $M_x = 0.00 \text{ (kN.m)}$ $M_y = 4.19 \text{ (kN.m)}$

Parâmetros geotécnicos:

$C = 0.00 \text{ (MPa)}$
 $\phi = 0.00$
 $\gamma = 0.00 \text{ (kG/m}^3\text{)}$

Tensões no solo: 0.03 (MPa)

Resistência de cálculo do solo 0.25 (MPa)

Coeficiente de segurança: **7.404 > 1**

Arrancamento

Arrancamento em ELU

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W0° N=-52.70 My=-0.00 Fx=98.11 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga:

0.95 * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Área de superfície de contacto:

s = 0.17
s_{lim} = 0.17

Deslizamento

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W0° N=-52.70 My=-0.00 Fx=98.11 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga:

0.95 * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente:

Gr = 120.11 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 67.41 (kN) Mx = 0.00 (kN.m)

My = 35.73 (kN.m)

Dimensões equivalentes da fundação:

A₋ = 3.20 (m)

B₋ = 2.30 (m)

Superfície de deslizamento:

7.36 (m²)

Coeficiente de fricção fundação-solo:

tg(φ) = 0.42

Coesão:

C = 0.05 (MPa)

Valor da força de deslizamento

F = 98.11 (kN)

Valor de la força de estabilização para o deslizamento:

F(stab) = 368.27 (kN)

Estabilidade ao deslizamento:

3.754 > 1

Assentamento a meio

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo

Combinação desfavorável **SLS : 1CP+1Q N=81.66 My=0.00 Fx=-34.00 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga:

1.00 * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente:

Gr = 126.43 (kN)

Tensão devida à carga de dimensionamento:

q = 0.03 (MPa)

Espessura do solo com assentamento activo:

z = 2.30 (m)

Tensão no nível z:

- Adicional:

σ_{zd} = 0.01 (MPa)

- Devido ao peso do solo:

σ_{zγ} = 0.06 (MPa)

Assentamento:

- Primário

s' = 0.3 (mm)

- Secundário

s'' = 0.0 (mm)

- TOTAIS

S = 0.3 (mm) < S_{adm} = 50.8 (mm)

Coeficiente de segurança:

158.2 > 1

Diferença de assentamentos

Combinação desfavorável **SLS : 1CP+1Q N=81.66 My=0.00 Fx=-34.00 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga:

1.00 * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)

Diferença de afundamentos:

S = 0.1 (mm) < S_{adm} = 50.8 (mm)

Coeficiente de segurança:

661.8 > 1

Tombamento

Em torno do eixo OX

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W0⁰ N=-52.70 My=-0.00 Fx=98.11 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo suprajacente: Gr = 120.11 (kN)
Carga de dimensionamento: Nr = 67.41 (kN) Mx = 0.00 (kN.m) My = 35.73 (kN.m)
Momento estabilizador: M_{stab} = 138.12 (kN.m)
Momento de tombamento: M_{renv} = 60.60 (kN.m)
Estabilidade ao tombamento: **2.279 > 1**

Em torno do eixo OY

Combinação desfavorável: **ULS : 1.0CP+1.5W0⁰ N=-52.70 My=-0.00 Fx=98.11 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo suprajacente: Gr = 120.11 (kN)
Carga de dimensionamento: Nr = 67.41 (kN) Mx = 0.00 (kN.m) My = 35.73 (kN.m)
Momento estabilizador: M_{stab} = 192.32 (kN*m)
Momento de tombamento: M_{renv} = 120.20 (kN*m)
Estabilidade ao tombamento: **1.6 > 1**

Projecto de betão armado

Considerações

- Ambiente : 2a - húmido sem gelo

Análise do punçoamento e do esforço transversal

Punçoamento

Combinação desfavorável **ULS : 1.35CP+1.5Sob N=114.35 My=0.00 Fx=-48.47 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga: **1.35** * peso da fundação
1.35 * peso do solo
1.35 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)

Carga de dimensionamento: Nr = 285.03 (kN) Mx = 0.00 (kN.m) My = 4.14 (kN.m)
Comprimento do perímetro crítico: 5.88 (m)
Força de punçoamento: 73.17 (kN)
Altura útil da secção: h_{eff} = 0.44 (m)
Densidade da armadura: ρ = 0.15 %
Tensão de cisalhamento: 0.04 (MPa)
Tensão de cisalhamento admissível: 0.44 (MPa)
Coeficiente de segurança: **10.3 > 1**

Armadura teórica

Sapata:

Armadura inferior:

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=114.35 My=0.00 Fx=-48.47 Fy=-0.00
My = 38.67 (kN.m) $A_{sx} = 6.60$ (cm²/m)

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=114.35 My=0.00 Fx=-48.47 Fy=-0.00
Mx = 27.46 (kN.m) $A_{sy} = 6.60$ (cm²/m)
 $A_{s \min} = 6.60$ (cm²/m)

Armadura superiore:

ULS : 1.0CP+1.5W0⁰ N=-52.70 My=-0.00 Fx=98.11 Fy=-0.00
My = -35.52 (kN.m) $A'_{sx} = 6.60$ (cm²/m)

ULS : 1.0CP+1.5W0⁰ N=-52.70 My=-0.00 Fx=98.11 Fy=-0.00
Mx = -12.96 (kN.m) $A'_{sy} = 6.60$ (cm²/m)

$A_{s \min} = 6.60$ (cm²/m)

Fuste:

Armaduras longitudinais

$A = 0.00$ (cm²) $A_{\min} = 0.00$ (cm²)

$A = 2 * (Asx + Asy)$

$Asx = 0.00$ (cm²) $Asy = 0.00$ (cm²)

Armaduras adotadas

Sapata:

Inferior:

Ao longo do eixo X: 14 B500C 12 l = 7.11 (m) e = 0.16

Ao longo do eixo Y: 19 B500C 12 l = 5.22 (m) e = 0.16

Fuste

Armaduras longitudinais

Ao longo do eixo X: 2 B500C 12 l = 1.00 (m) e = 1*-0.00 + 1*0.51

Ao longo do eixo Y: 2 B500C 12 l = 1.98 (m) e = 1*-0.03

Armadura transversal

3 B500C 8 l = 1.43 (m) e = 1*0.54

Quantitativo de material:

- Volume de betão = 3.68 (m³)
- Superfície de cofragem = 5.50 (m²)
- Aço B500C
 - Peso total = 183.52 (kg)
 - Densidade = 49.87 (kg/m³)
 - Diâmetro médio = 11.9 (mm)
 - Lista por diâmetros:

Diâmetro	Comprimento (m)	Quantidade:
8	1.43	3
12	1.00	2
12	1.98	2
12	5.22	19
12	7.11	14

Pavilhão 40x80 metros

➤ **Viga protico inteiror**

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: $7 \text{ 1.35CP} + 1.5\text{Sob } 1 \times 1.35 + 2 \times 1.50$

MATERIAL GL32h

$gM = 1,30$	$f_{m,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$	$f_{t,0,k} = 22,50 \text{ MPa}$	$f_{c,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 3,80 \text{ MPa}$	$f_{t,90,k} = 0,50 \text{ MPa}$	$f_{c,90,k} = 3,30 \text{ MPa}$	$E_{0,mean} = 13700,00 \text{ MPa}$
$E_{0,05} = 11100,00 \text{ MPa}$	$G_{mean} = 850,00 \text{ MPa}$	Classe de serviço: 1	Beta c = 0,10

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 190-550/1395

$ht = 1395,0 \text{ mm}$			
$bf = 190,0 \text{ mm}$	$A_y = 317,73 \text{ cm}^2$	$A_z = 2332,77 \text{ cm}^2$	$A_x = 2650,50 \text{ cm}^2$
$ea = 95,0 \text{ mm}$	$I_y = 4298282,79 \text{ cm}^4$	$I_z = 79735,87 \text{ cm}^4$	$I_x = 194968,50 \text{ cm}^4$
$es = 95,0 \text{ mm}$	$W_{ely} = 61624,13 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 8393,25 \text{ cm}^3$	

TENSÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0,d} &= N/S_x = 103,46/2650,50 = 0,39 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= MY/W_y = 830,92/29948,95 = 13,48 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= MZ/W_z = 0,00/5851,21 = 0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5 \times 0,03/2650,50 = 0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5 \times 95,69/2650,50 = 0,54 \text{ MPa}\end{aligned}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$\begin{aligned}f_{c,0,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factores e parâmetros adicionais

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

$$\begin{aligned}L_y &= 20,40 \text{ m} & \lambda_y &= 72,65 \\ \lambda_{rel Y} &= 1,24 & k_y &= 1,31 \\ L_{cry} &= 20,40 \text{ m} & k_{cy} &= 0,58\end{aligned}$$

em relação ao eixo Z:

$$\begin{aligned}L_z &= 20,40 \text{ m} & \lambda_z &= 3,65 \\ \lambda_{rel Z} &= 0,06 & k_z &= 0,48 \\ L_{crz} &= 0,20 \text{ m} & k_{cz} &= 1,00\end{aligned}$$

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,96 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,67 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,00/1,75 = 0,00 < 1,00 \quad \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,54/1,75 = 0,31 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS

Deflexões

$$u_z = 184,8 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200,00 = 200,0 \text{ mm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga dimensionante: $40 \text{ 1CP} + 1\text{Q } (1+2) \times 1,00$

➤ **Viga portico exterior**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 14 1.0CP+1.5W270° 1*1.00+6*1.50

MATERIAL GL32h

gM = 1,30	f _{m,0,k} = 32,00 MPa	f _{t,0,k} = 22,50 MPa	f _{c,0,k} = 32,00 MPa
f _{v,k} = 3,80 MPa	f _{t,90,k} = 0,50 MPa	f _{c,90,k} = 3,30 MPa	E _{0,maen} = 13700,00 MPa
E _{0,05} = 11100,00 MPa	G _{mean} = 850,00 MPa	Classe de serviço: 1	Beta _c = 0,10

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 140-765

ht=765,0 mm			
bf=140,0 mm	A _y =165,68 cm ²	A _z =905,32 cm ²	A _x =1071,00 cm ²
ea=70,0 mm	I _y =522313,31 cm ⁴	I _z =17493,00 cm ⁴	I _x =61901,70 cm ⁴
es=70,0 mm	W _{ely} =13655,25 cm ³	W _{elz} =2499,00 cm ³	

TENSÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0,d} &= N/S_x = 188,65/1071,00 = 1,76 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_y/W_y = 93,35/13655,25 = 6,84 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_z/W_z = 1,56/2499,00 = 0,63 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5 \cdot -0,72/1071,00 = -0,01 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5 \cdot 22,58/1071,00 = 0,32 \text{ MPa}\end{aligned}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$\begin{aligned}f_{c,0,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factors and additional parameters

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

$$\begin{aligned}L_y &= 20,40 \text{ m} & \lambda_y &= 92,36 \\ \lambda_{rel Y} &= 1,58 & k_y &= 1,80 \\ L_{cry} &= 20,40 \text{ m} & k_{cy} &= 0,38\end{aligned}$$

em relação ao eixo Z:

$$\begin{aligned}L_z &= 20,40 \text{ m} & \lambda_z &= 30,93 \\ \lambda_{rel z} &= 0,53 & k_z &= 0,64 \\ L_{crz} &= 1,25 \text{ m} & k_{cz} &= 1,00\end{aligned}$$

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,81 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,48 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,01/1,75 = 0,01 < 1,00 \quad \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,32/1,75 = 0,18 < 1,00$$

DESLOCAMENTOS

Deflexões

$$u_z = 8,1 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200,00 = 25,0 \text{ mm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar portico interior**

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: $7 \text{ 1.35CP} + 1.5\text{Sob } 1*1.35 + 2*1.50$

MATERIAL GL32h

$g_M = 1,30$	$f_{m,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$	$f_{t,0,k} = 22,50 \text{ MPa}$	$f_{c,0,k} = 32,00 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 3,80 \text{ MPa}$	$f_{t,90,k} = 0,50 \text{ MPa}$	$f_{c,90,k} = 3,30 \text{ MPa}$	$E_{0,mean} = 13700,00 \text{ MPa}$
$E_{0,05} = 11100,00 \text{ MPa}$	$G_{mean} = 850,00 \text{ MPa}$	Classe de serviço: 1	Beta c = 0,10

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 190-540/1395

$h_t = 1053,0 \text{ mm}$			
$b_f = 190,0 \text{ mm}$	$A_y = 305,82 \text{ cm}^2$	$A_z = 1694,88 \text{ cm}^2$	$A_x = 2000,70 \text{ cm}^2$
$e_a = 95,0 \text{ mm}$	$I_y = 1848661,71 \text{ cm}^4$	$I_z = 60187,72 \text{ cm}^4$	$I_x = 193825,3 \text{ cm}^4$
$e_s = 95,0 \text{ mm}$	$W_{ely} = 35112,28 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 6335,55 \text{ cm}^3$	

TENSÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{t,0,d} &= N/S_x = -68.94/1675.80 = -0.41 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_Y/W_y = -344.56/29641.78 = -13.99 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_Z/W_z = -0.00/5821.13 = -0.00 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1.5 * -0.00/1675.80 = -0.00 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1.5 * 67.91/1675.80 = 0.61 \text{ MPa}\end{aligned}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$\begin{aligned}f_{t,0,d} &= 11.94 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 14.77 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16.98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1.75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factores e parâmetros adicionais

$$k_m = 0.70 \quad k_h = 1.15 \quad k_{mod} = 0.60 \quad K_{ls} = 1.00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:



em relação ao eixo Y:



em relação ao eixo Z:

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,98 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,70 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0.00/1.75 = 0.00 < 1.00 \quad \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0.61/1.75 = 0.35 < 1.00$$

Deslocamentos

$$v_y = 39,2\text{mm} < v_{y \text{ max}} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: $40 \text{ 1CP} + 1\text{Q } (1+2)*1.00$

➤ **Pilar portico exterior**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 27 1.0CP+1.5(W270°+0,7Q) 1*1.00+6*1.50+2*1.05

MATERIAL GL32h

gM = 1,30	f _{m,0,k} = 32,00 MPa	f _{t,0,k} = 22,50 MPa	f _{c,0,k} = 32,00 MPa
f _{v,k} = 3,80 MPa	f _{t,90,k} = 0,50 MPa	f _{c,90,k} = 3,30 MPa	E _{0,mean} = 13700,00 MPa
E _{0,05} = 11100,00 MPa	G _{mean} = 850,00 MPa	Classe de serviço: 1	Beta _c = 0.10

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 190-520

ht=520,0 mm			
bf=190,0 mm	A _y =264,39 cm ²	A _z =723,61 cm ²	A _x =988,00 cm ²
ea=95,0 mm	I _y =222629,33 cm ⁴	I _z =29722,33 cm ⁴	I _x =91522,0 cm ⁴
es=95,0 mm	W _{ely} =8562,67 cm ³	W _{elz} =3128,67 cm ³	

TENSÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0,d} &= N/A_x = 6,58/988,00 = 0,07 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_y/W_y = 5,45/8562,67 = 0,64 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_z/W_z = 47,91/3128,67 = 15,31 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5 \cdot 2,07/988,00 = 0,03 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5 \cdot 1,19/988,00 = 0,02 \text{ MPa}\end{aligned}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$\begin{aligned}f_{c,0,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 15,20 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factors and additional parameters

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:

em relação ao eixo Y:

$$\begin{aligned}L_y &= 10,00 \text{ m} & \lambda_y &= 8,33 \\ \lambda_{rel y} &= 0,14 & k_y &= 0,49 \\ L_{cry} &= 1,25 \text{ m} & k_{cy} &= 1,00\end{aligned}$$

em relação ao eixo Z:

$$\begin{aligned}L_z &= 10,00 \text{ m} & \lambda_z &= 22,79 \\ \lambda_{rel z} &= 0,39 & k_z &= 0,57 \\ L_{crz} &= 1,25 \text{ m} & k_{cz} &= 1,00\end{aligned}$$

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\left(\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,93 < 1,00$$

$$\left(\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,67 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,03/1,75 = 0,02 < 1,00 \quad \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,02/1,75 = 0,01 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 2,8 \text{ mm} < v_{y \max} = L/150,00 = 66,7 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Pilar Fachada**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* 14 1.0CP+1.5W270° 1*1.00+6*1.50

MATERIAL GL32h

gM = 1,30	f _{m,0,k} = 32,00 MPa	f _{t,0,k} = 22,50 MPa	f _{c,0,k} = 32,00 MPa
f _{v,k} = 3,80 MPa	f _{t,90,k} = 0,50 MPa	f _{c,90,k} = 3,30 MPa	E _{0,mean} = 13700,00 MPa
E _{0,05} = 11100,00 MPa	G _{mean} = 850,00 MPa	Classe de serviço: 1	Beta c = 1,00

PARÂMETROS DA SECÇÃO: 140-810

ht=810,0 mm			
bf=140,0 mm	A _y =167,12 cm ²	A _z =966,88 cm ²	A _x =1134,00 cm ²
ea=70,0 mm	I _y =620014,50 cm ⁴	I _z =18522,00 cm ⁴	I _x =66017,7 cm ⁴
es=70,0 mm	W _{ely} =15309,00 cm ³	W _{elz} =2646,00 cm ³	

TENSÕES

$$\begin{aligned}\sigma_{t,0,d} &= N/A_x = -45,05/1134,00 = -0,40 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= M_y/W_y = -209,93/15309,00 = -13,71 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,z,d} &= M_z/W_z = -0,86/2646,00 = -0,32 \text{ MPa} \\ \tau_{y,d} &= 1,5 \cdot -0,13/1134,00 = -0,00 \text{ MPa} \\ \tau_{z,d} &= 1,5 \cdot 0,48/1134,00 = 0,01 \text{ MPa}\end{aligned}$$

TENSÕES ADMISSÍVEIS

$$\begin{aligned}f_{t,0,d} &= 11,94 \text{ MPa} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ f_{m,z,d} &= 16,98 \text{ MPa} \\ f_{v,d} &= 1,75 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Factors and additional parameters

$$k_m = 0,70 \quad k_h = 1,15 \quad k_{mod} = 0,60 \quad K_{ls} = 1,00$$



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:



em relação ao eixo Y:



em relação ao eixo Z:

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,98 < 1,00$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,70 < 1,00$$

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} = 0,00/1,75 = 0,00 < 1,00 \quad \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} = 0,01/1,75 = 0,00 < 1,00$$

Deslocamentos

$$v_y = 5,90 \text{ mm} < v_{y \text{ max}} = L/150,00 = 66,70 \text{ mm}$$

Verificado

Caso de carga dimensionante: 40 1CP+1Q (1+2)*1.00

➤ **Contraventamento**

CARGAS: *Caso de carga dimensionante:* $14 \text{ 1.0CP} + 1.5\text{W}270^\circ \text{ 1*1.00} + 6*1.50$

MATERIAL: S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

PARÂMETROS DA SECÇÃO: TRON 48x4

$h=48,3 \text{ mm}$	$gM0=1,00$	$gM1=1,00$	
$b=48,3 \text{ mm}$	$A_y=3,54 \text{ cm}^2$	$A_z=3,54 \text{ cm}^2$	$A_x=5,57 \text{ cm}^2$
$tw=4,0 \text{ mm}$	$I_y=13,77 \text{ cm}^4$	$I_z=13,77 \text{ cm}^4$	$I_x=27,54 \text{ cm}^4$
$tf=4,0 \text{ mm}$	$W_{ply}=7,87 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=7,87 \text{ cm}^3$	

FORÇAS INTERNAS E RESISTÊNCIA :

$N_{Ed} = -133,66 \text{ kN}$

$N_{t,Rd} = 153,09 \text{ kN}$

Classe da secção = 1



PARÂMETROS DE ENCURVADURA LATERAL:

PARÂMETROS DE ENCURVADURA:



em relação ao eixo Y:



em relação ao eixo Z:

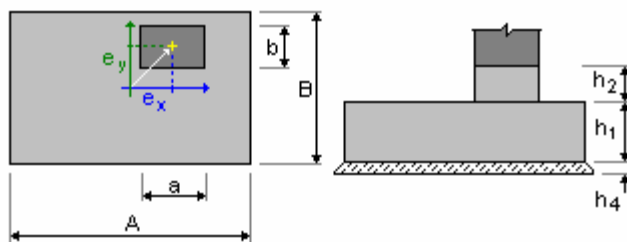
FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

Control de resistência da secção:

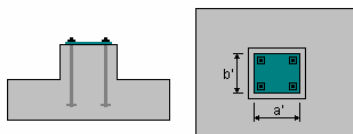
$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,87 < 1,00$$

➤ **Sapata de um pórtico interior**

Geometria:



A	= 3.20 (m)	a	= 0.54 (m)
B	= 2.40 (m)	b	= 0.19 (m)
h1	= 0.50 (m)	e_x	= 0.30 (m)
h2	= 0.00 (m)	e_y	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		



a'	= 540.0 (mm)
b'	= 190.0 (mm)
c1	= 50.0 (mm)
c2	= 50.0 (mm)

Materiais

- Betão : C25/30; $f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$
peso específico = 2501.36 (kg/m³)
- Armaduras longitudinais : tipo B500C $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$
- Armadura transversal : tipo B500C $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Projecto geotécnico

Considerações

- Coeficiente de redução da coesão do solo: 1.00
- Escorregamento considerando a pressão do solo: nenhum

Coeficientes parciais para as características do solo:

	$\tan(\phi)$	c'	q_{max}
Caso A	1.10	1.30	1.20
Caso B	1.00	1.00	1.00
Caso C	1.25	1.60	1.40
ACC	1.00	1.00	1.00

Solo:

Nível do solo:	N_1	= 0.00 (m)
Nível do fuste:	N_a	= 0.00 (m)
Nível mínimo de referência:	N_f	= -0.50 (m)

Silte argiloso

- Nível do solo: 0.00 (m)
- Peso específico: 2039.43 (kg/m³)
- Peso do sólido: 2804.22 (kg/m³)
- Ângulo de atrito interno: 25.0 (Deg)
- Coesão: 0.06 (MPa)

Estados limites

Cálculo das tensões

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo

Combinação desfavorável **ULS : 1.35CP+1.5Sob N=142.71 My=0.00 Fx=-80.11 Fy=-0.02**

Coeficientes de carga:

- 1.00** * peso da fundação
- 1.00** * peso do solo
- 1.00** * talude (permanente)
- 1.50** * talude (variável)

Resultados dos cálculos: no nível da base da fundação

Peso da fundação e do solo suprajacente: $Gr = 131.95 \text{ (kN)}$

Carga de dimensionamento: $N_r = 274.66 \text{ (kN)}$ $M_x = 0.01 \text{ (kN.m)}$ $My = 2.61 \text{ (kN.m)}$

Parâmetros geotécnicos:

C	=	0.00 (MPa)
ϕ	=	0.00
γ	=	0.00 (kg/m ³)

Tensões no solo: 0.04 (MPa)

Resistência de cálculo do solo: 0.25 (MPa)

Coeficiente de segurança: **6.868 > 1**

Arrancamento

Arrancamento em ELU

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W0° N=-61.14 My=-0.00 Fx=104.76 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Area de superfície de contacto: $s = 0.16$
 $s_{lim} = 0.17$

Deslizamento

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W0° N=-61.14 My=-0.00 Fx=104.76 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: $Gr = 125.48$ (kN)
 Carga de dimensionamento: $N_r = 64.34$ (kN) $M_x = -0.00$ (kN.m) $M_y = 33.89$ (kN.m)
 Dimensões equivalentes da fundação: $A_ = 3.20$ (m) $B_ = 2.40$ (m)
 Superfície de deslizamento: 7.68 (m²)
 Coeficiente de fricção fundação-solo: $tg(\phi) = 0.42$
 Coesão: $C = 0.05$ (MPa)
 Valor da força de deslizamento: $F = 104.76$ (kN)
 Valor da força de estabilização para o deslizamento:
 $F(stab) = 381.74$ (kN)
 Estabilidade ao deslizamento: **3.644 > 1**

Assentamento a meio

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo

Combinação desfavorável **SLS : 1CP+1Q N=101.83 My=0.00 Fx=-56.26 Fy=-0.01**

Coeficientes de carga: **1.00** * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: $Gr = 132.08$ (kN)
 Tensão devida à carga de dimensionado: $q = 0.03$ (MPa)
 Espessura do solo com assentamento activo: $z = 2.40$ (m)
 Tensão no nível z:
 - Adicional: $\sigma_{zd} = 0.01$ (MPa)
 - Devido ao peso do solo: $\sigma_{z\gamma} = 0.06$ (MPa)
 Afundamento:
 - Primario $s' = 0.4$ (mm)
 - Secundario $s'' = 0.0$ (mm)
 - TOTAIS $S = 0.4$ (mm) < $S_{adm} = 50.8$ (mm)
 Coeficiente de segurança: **136.5 > 1**

Diferência de afundamentos

Combinação desfavorável **SLS : 1CP+1Q N=101.83 My=0.00 Fx=-56.26 Fy=-0.01**

Coeficientes de carga: **1.00** * peso da fundação
1.00 * peso do solo
1.00 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)

Diferença de afundamentos: $S = 0.0$ (mm) < $S_{adm} = 50.8$ (mm)
 Coeficiente de segurança: **2523 > 1**

Tombamento

Em torno do eixo OX

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W0⁰ N=-61.14 My=-0.00 Fx=104.76 Fy=0.00**

Coeficientes de carga:	0.95 * peso da fundação
	0.95 * peso do solo
	0.95 * talude (permanente)
	0.00 * talude (variável)
Peso da fundação e do solo suprajacente:	Gr = 125.48 (kN)
Carga de dimensionamento: Nr = 64.34 (kN)	Mx = -0.00 (kN.m) My = 33.89 (kN.m)
Momento estabilizador:	M _{stab} = 150.57 (kN*m)
Momento de tombamento:	M _{renv} = 73.37 (kN*m)
Estabilidade ao tombamento:	2.052 > 1

Em torno do eixo OY

Combinação desfavorável: **ULS : 1.0CP+1.5W0⁰ N=-61.14 My=-0.00 Fx=104.76 Fy=0.00**

Coeficientes de carga:	0.95 * peso da fundação
	0.95 * peso do solo
	0.95 * talude (permanente)
	0.00 * talude (variável)
Peso da fundação e do solo sobrejacente:	Gr = 125.48 (kN)
Carga de dimensionamento: Nr = 64.34 (kN)	Mx = -0.00 (kN.m) My = 33.89 (kN.m)
Momento estabilizador:	M _{stab} = 200.91 (kN.m)
Momento de tombamento:	M _{renv} = 131.86 (kN.m)
Estabilidade ao tombamento:	1.524 > 1

Projecto de betão armado

Considerações

- Ambiente : 2a - húmido sem gelo

Análise do punçoamento e do esforço transversal

Punçoamento

Combinação desfavorável **ULS : 1.35CP+1.5Sob N=142.71 My=0.00 Fx=-80.11 Fy=-0.02**

Coeficientes de carga:	1.35 * peso da fundação
	1.35 * peso do solo
	1.35 * talude (permanente)
	1.00 * talude (variável)
Carga de dimensionamento: Nr = 321.02 (kN)	Mx = 0.01 (kN.m) My = 2.55 (kN.m)
Comprimento do perímetro crítico:	5.61 (m)
Força de punçoamento	97.48 (kN)
Altura útil da secção	heff = 0.44 (m)
Densidade da armadura:	ρ = 0.15 %
Tensão de cisalhamento:	0.06 (MPa)
Tensão de cisalhamento admissível:	0.44 (MPa)
Coeficiente de segurança:	7.38 > 1

Armadura teórica

Sapata:

Armadura inferior:

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=142.71 My=0.00 Fx=-80.11 Fy=-0.02
 My = 57.65 (kN.m) A_{sx} = 6.60 (cm²/m)

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=142.71 My=0.00 Fx=-80.11 Fy=-0.02
 Mx = 36.13 (kN.m) $A_{sy} = 6.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$
 $A_{s \text{ min}} = 6.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Armadura superior:

ULS : 1.0CP+1.5W0° N=-61.14 My=-0.00 Fx=104.76 Fy=0.00
 My = -43.06 (kN.m) $A'_{sx} = 6.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ULS : 1.0CP+1.5W0° N=-61.14 My=-0.00 Fx=104.76 Fy=0.00
 Mx = -15.73 (kN.m) $A'_{sy} = 6.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$
 $A_{s \text{ min}} = 6.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Fuste:

Armaduras longitudinais $A = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$ $A_{\text{min}} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $A = 2 * (Asx + Asy)$
 $Asx = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$ $Asy = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Armaduras adoptadas

Sapata:

Inferior:

Ao longo do eixo X: 14 B500C 12 l = 7.11 (m) e = 0.17
 Ao longo do eixo Y: 19 B500C 12 l = 5.42 (m) e = 0.16

Fuste

Armaduras longitudinais

Ao longo do eixo X: 2 B500C 12 l = 1.00 (m) e = 1*0.11 + 1*0.37
 Ao longo do eixo Y: 2 B500C 12 l = 1.71 (m) e = 1*0.09

Armadura transversal

3 B500C 8 l = 1.16 (m) e = 1*0.52

Quantitativo de material:

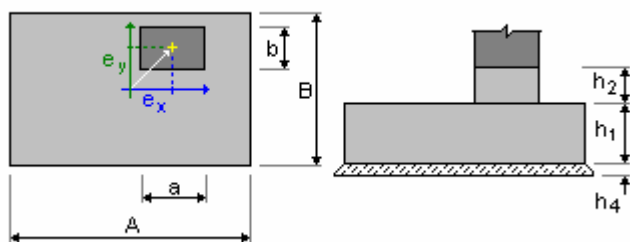
- Volume de betão = 3.84 (m3)
- Superfície de cofragem = 5.60 (m2)
- Aço B500C
 - Peso total = 186.10 (kG)
 - Densidade = 48.46 (kG/m3)
 - Diâmetro médio = 11.9 (mm)
 - Lista por diâmetros:

Diâmetro	Comprimento (m)	Quantidade:
8	1.16	3
12	1.00	2
12	1.71	2
12	5.42	19
12 7.11	14	

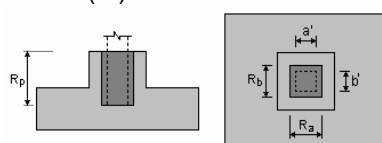
APENDICE VI - CALCULOS DOS PAVILHÕES EM BETÃO

Pavilhão 20x40 metros

Geometria:



A	= 4.50 (m)	a	= 0.70 (m)
B	= 2.50 (m)	b	= 0.70 (m)
h1	= 1.10 (m)	e_x	= -0.30 (m)
h2	= 0.30 (m)	e_y	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		



a'	= 500.0 (mm)
b'	= 400.0 (mm)
Ra	= 500.0 (mm)
Rb	= 500.0 (mm)
Rp	= 800.0 (mm)
c1	= 50.0 (mm)
c2	= 50.0 (mm)

Materiais

• Betão	: C25/30;	$f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$
	peso específico	= 2501.36 (kG/m ³)
• Armaduras longitudinais	: tipo B500C	$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$
• Armadura transversal	: tipo B500C	$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Projecto geotécnico

Considerações

- Coeficiente de redução da coesão do solo: 1.00
- Escorregamento considerando a pressão do solo: nenhum

Coeficientes parciais para as características do solo:

	$\tan(\phi)$	c'	q_{max}
Caso A	1.00	1.00	1.00
Caso B	1.00	1.00	1.00
Caso C	1.00	1.00	1.00
ACC	1.00	1.00	1.00

Solo:

Nível do solo:	N_1	= 0.00 (m)
Nível do fuste:	N_a	= 0.00 (m)
Nível mínimo de referência:	N_f	= -0.50 (m)

Silte argiloso

- Nível do solo: 0.00 (m)
- Peso específico: 2039.43 (kG/m³)
- Peso do sólido: 2804.22 (kG/m³)
- Ângulo de atrito interno: 25.0 (Deg)
- Coesão: 0.06 (MPa)

Estados limites

Cálculo das tensões

Tipo de solo sob a fundação: homogêneo

Combinação desfavorável **ULS : 1.35CP+1.5(W180°+0,7Q) N=226.63 Mx=-0.00 My=-349.62 Fx=-32.17 Fy=0.00**

Coeficientes de carga:

- 1.00** * peso da fundação
- 1.00** * peso do solo
- 1.00** * talude (permanente)
- 1.50** * talude (variável)

Resultados dos cálculos: no nível do assento da fundação

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 625.96 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 852.60 (kN) Mx = -0.00 (kN.m) My = -460.06 (kN.m)

Parâmetros geotécnicos:

- C = 0.00 (MPa)
- φ = 0.00
- γ = 0.00 (kG/m³)

Tensões no solo: 0.12 (MPa)

Resistência de cálculo do solo: 0.30 (MPa)

Coeficiente de segurança: 2.546 > 1

Arrancamento

Arrancamento em ELU

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W0° N=89.49 Mx=-0.00 My=439.16 Fx=84.20 Fy=0.00**

Coeficientes de carga:

- 0.95** * peso da fundação
- 0.95** * peso do solo
- 0.95** * talude (permanente)
- 0.00** * talude (variável)

Área de superfície de contacto:

- s = 0.17
- s_{lim} = 0.17

Deslizamento

Combinação desfavorável **ULS : 1.0CP+1.5W0° N=89.49 Mx=-0.00 My=439.16 Fx=84.20 Fy=0.00**

Coeficientes de carga:

- 0.95** * peso da fundação
- 0.95** * peso do solo
- 0.95** * talude (permanente)
- 0.00** * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 595.26 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 684.75 (kN) Mx = -0.00 (kN.m) My = 532.66 (kN.m)

Dimensões equivalentes da fundação: A_u = 4.50 (m) B_u = 2.50 (m)

Superfície de deslizamento: 12.22 (m²)

Coeficiente de fricção fundação-solo: tg(φ) = 0.47

Coesão: C = 0.06 (MPa)

Valor da força de deslizamento: F = 84.20 (kN)

Valor da força de estabilização para o deslizamento: F(stab) = 1052.50 (kN)

Estabilidade ao deslizamento: **12.5 > 1**

tombamento

Em torno do eixo OX

Combinação desfavorável ULS : **1.0CP+1.5W90° N=155.17 Mx=-12.40 My=-34.65 Fx=-11.54 Fy=1.20**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 595.26 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 750.43 (kN) Mx = -14.08 (kN.m) My = -94.90 (kN.m)

Momento estabilizador: M_{stab} = 975.56 (kN.m)

Momento de tombamento: M_{renv} = 14.08 (kN.m)

Estabilidade ao tombamento: **69.3 > 1**

Em torno do eixo OY

Combinação desfavorável: ULS : **1.0CP+1.5W0° N=89.49 Mx=-0.00 My=439.16 Fx=84.20 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 595.26 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 684.75 (kN) Mx = -0.00 (kN.m) My = 532.66 (kN.m)

Momento estabilizador: M_{stab} = 1632.51 (kN.m)

Momento de tombamento: M_{renv} = 557.05 (kN.m)

Estabilidade ao tombamento: **2.931 > 1**

Projecto de betão armado

Considerações

- Ambiente : 2b - húmido com gelo

Análise do punçoamento e do esforço transversal

Punçoamento

Combinação desfavorável ULS : **1.35CP+1.5(W0+0.7Q) N=161.04 Mx=-0.00 My=433.15 Fx=83.37 Fy=0.00**

Coeficientes de carga: **1.35** * peso da fundação
1.35 * peso do solo
1.35 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)

Carga de dimensionamento: Nr = 1006.93 (kN) Mx = -0.00 (kN.m) My = 505.06 (kN.m)

Comprimento do perímetro crítico: 5.26 (m)

Força de punçoamento 194.74 (kN)

Altura útil da secção h_{eff} = 0.60 (m)

Densidade da armadura: ρ = 0.26 %

Tensão de cisalhamento: 0.07 (MPa)

Tensão de cisalhamento admissível: 0.39 (MPa)

Coeficiente de segurança: **5.503 > 1**

Armadura teórica

Sapata:

Armaduras inferiores:

ULS : 1.35CP+1.5W⁰ N=161.04 Mx=-0.00 My=433.15 Fx=83.37 Fy=0.00
My = 328.53 (kN.m) $A_{sx} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=275.97 My=-33.53 Fx=-3.26
Mx = 45.87 (kN.m) $A_{sy} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$
 $A_{s \text{ min}} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Armaduras superiores:

ULS : 1.0CP+1.5W⁰ N=89.49 Mx=-0.00 My=439.16 Fx=84.20 Fy=0.00
My = -135.03 (kN.m) $A'_{sx} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Mx = 0.00 (kN.m) $A'_{sy} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$
 $A'_{s \text{ min}} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Fuste:

Armaduras longitudinais $A = 32.90 \text{ (cm}^2)$ $A_{\text{min}} = 14.70 \text{ (cm}^2)$
 $A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$
 $A_{sx} = 16.29 \text{ (cm}^2)$ $A_{sy} = 0.16 \text{ (cm}^2)$

Armaduras adoptadas

Sapata:

Inferior:

Ao longo do eixo X: 21 B500C 16 l = 11.35 (m) e = 0.12
Ao longo do eixo Y: 38 B500C 16 l = 7.02 (m) e = 0.12

Fuste

Armaduras longitudinais

Ao longo do eixo X: 2 B500C 32 l = 5.52 (m) e = 1*-0.54 + 1*0.48
Ao longo do eixo Y: 2 B500C 32 l = 5.78 (m) e = 1*-0.59

Armadura transversal

6 B500C 12 l = 2.51 (m) e = 1*-0.00

Quantitativo de material:

- Volume de betão = 13.39 (m³)
- Superfície de cofragem = 18.75 (m²)
- Aço B500C
 - Peso total = 954.10 (kG)
 - Densidade = 71.26 (kG/m³)
 - Diâmetro médio = 16.6 (mm)
 - Lista por diâmetros:

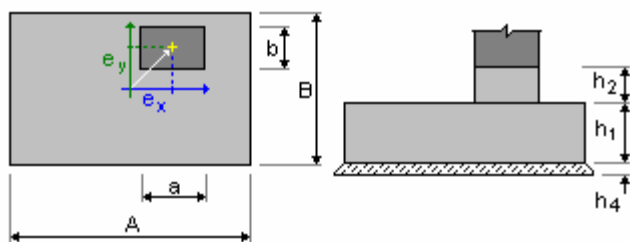
Diâmetro	Comprimento (m)	Quantidade:
12	2.51	6
16	7.02	38
16	11.35	21

Apendice VI - Calculos dos Pavilhões em Betão

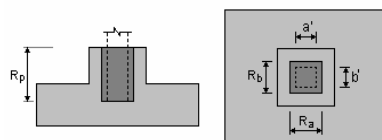
32	5.52	2
32	5.78	2

Pavilhão 30x60 metros

Geometria:



A	= 4.70 (m)	a	= 0.60 (m)
B	= 2.90 (m)	b	= 0.50 (m)
h1	= 1.10 (m)	ex	= 0.25 (m)
h2	= 0.40 (m)	ey	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		



a'	= 300.0 (mm)
b'	= 200.0 (mm)
Ra	= 400.0 (mm)
Rb	= 300.0 (mm)
Rp	= 800.0 (mm)
c1	= 50.0 (mm)
c2	= 50.0 (mm)

Materiais

• Betão	: C25/30;	fck = 25.00 MPa
	peso específico	= 2501.36 (kG/m3)
• Armaduras longitudinais	: tipo B500C	fyk = 500.00 MPa
• Armadura transversal	: tipo B500C	fyk = 500.00 MPa

Projecto geotécnico

Considerações

- Coeficiente de redução da coesão do solo: 1.00
- Escorregamento considerando a pressão do solo: nenhum

Coeficientes parciais para as características do solo:

	tan(φ)	c'	qmax
Caso A	1.00	1.00	1.00
Caso B	1.00	1.00	1.00
Caso C	1.00	1.00	1.00
ACC	1.00	1.00	1.00

Solo:

Nível do solo:	N ₁	= 0.00 (m)
Nível do fuste:	N _a	= 0.00 (m)
Nível mínimo de referência:	N _f	= -0.50 (m)

- Nível do solo: 0.00 (m)
- Peso específico: 2039.43 (kG/m³)
- Peso do sólido: 2692.05 (kG/m³)
- Ângulo de atrito interno: 30.0 (Deg)
- Coesão: 0.02 (MPa)

Estados limites

Cálculo das tensões

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo

Combinação desfavorável ULS : 1.35CP+1.5(W0+0,7Q) N=308.19 Mx=0.96 My=417.20 Fx=38.18

Fy=-0.09

Coeficientes de carga:

- 1.00 * peso da fundação
- 1.00 * peso do solo
- 1.00 * talude (permanente)
- 1.50 * talude (variável)

Resultados dos cálculos: no nível do assento da fundação

Peso da fundação e do solo suprajacente: Gr = 745.54 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 1053.74 (kN) Mx = 1.09 (kN.m) My = 550.23 (kN.m)

Parâmetros geotécnicos:

- C = 0.00 (MPa)
- φ = 0.00
- γ = 0.00 (kG/m³)

Tensões no solo: 0.13 (MPa)

Resistência de cálculo do solo 0.15 (MPa)

Coeficiente de segurança: 1.197 > 1

Arrancamento

Arrancamento em ELU

Combinação desfavorável ULS : 1.0CP+1.5W180° N=108.79 Mx=-0.05 My=-527.56 Fx=-101.07

Fy=0.00

Coeficientes de carga:

- 0.95 * peso da fundação
- 0.95 * peso do solo
- 0.95 * talude (permanente)
- 0.00 * talude (variável)

Área de superfície de contacto:

- s = 0.17
- s_{lim} = 0.17

Deslizamento

Combinação desfavorável ULS : 1.0CP+1.5W180° N=108.79 Mx=-0.05 My=-527.56 Fx=-101.07

Fy=0.00

Coeficientes de carga:

- 0.95 * peso da fundação
- 0.95 * peso do solo
- 0.95 * talude (permanente)
- 0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo suprajacente: Gr = 708.97 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 817.77 (kN) Mx = -0.05 (kN.m) My = -527.56 (kN.m)

dimensões equivalentes da fundação: A_u = 4.80 (m) B_u = 2.70 (m)

Superfície de deslizamento: 13.92 (m²)

Coeficiente de fricção fundação-solo: tg(φ) = 0.58

Coesão: C = 0.02 (MPa)

Valor da força de deslizamento F = 101.07 (kN)

Valor da força de estabilização para o deslizamento: F(stab) = 750.54 (kN)

Estabilidade ao deslizamento: **7.426 > 1**

tombamento

Em torno do eixo OX

Combinação desfavorável ULS : **1.0CP+1.5W90° N=140.70 Mx=49.94 My=47.70 Fx=14.50 Fy=-4.92**

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo suprajacente: Gr = 708.97 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 849.67 (kN) Mx = 57.32 (kN.m) My = 103.39 (kN.m)

Momento estabilizador: Mstab = 1232.03 (kN*m)

Momento de tombamento: Mrenv = 57.32 (kN*m)

Estabilidade ao tombamento: **21.49 > 1**

Em torno do eixo OY

Combinação desfavorável: ULS : **1.0CP+1.5W180° N=108.79 Mx=-0.05 My=-527.56 Fx=-101.07**

Fy=0.00

Coeficientes de carga: **0.95** * peso da fundação
0.95 * peso do solo
0.95 * talude (permanente)
0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo suprajacente: Gr = 708.97 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 817.77 (kN) Mx = -0.05 (kN.m) My = -653.19 (kN.m)

Momento estabilizador: Mstab = 1987.91 (kN*m)

Momento de tombamento: Mrenv = 679.17 (kN*m)

Estabilidade ao tombamento: **2.927 > 1**

Projecto de betão armado

Considerações

- Ambiente : 2b - húmido com gelo

Análise do punçoamento e do esforço transversal

Punçoamento

Combinação desfavorável ULS : **1.35CP+1.5Sob N=467.96 Mx=0.00 My=93.79 Fx=8.99 Fy=-0.00**

Coeficientes de carga: **1.35** * peso da fundação
1.35 * peso do solo
1.35 * talude (permanente)
1.00 * talude (variável)

Carga de dimensionamento: Nr = 1475.44 (kN) Mx = 0.00 (kN.m) My = 222.53 (kN.m)

Comprimento do perímetro crítico: 8.00 (m)

Força de punçoamento 288.96 (kN)

Altura útil da secção heff = 0.70 (m)

Densidade da armadura: $\rho = 0.22 \%$

Tensão de cisalhamento: 0.08 (MPa)

Tensão de cisalhamento admissível: 0.39 (MPa)

Coeficiente de segurança: **4.983 > 1**

Armadura teórica

Sapata:

Armaduras inferiores:

ULS : 1.35CP+1.5(W180°+0,7Q) N=265.81 Mx=-0.05 My=-500.70 Fx=-97.87 Fy=0.00
My = 431.20 (kN.m) $A_{sx} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ULS : 1.35CP+1.5(Q+0,6W270°) N=429.57 Mx=-30.22 My=103.46 Fx=15.87 Fy=2.86
Mx = 117.76 (kN.m) $A_{sy} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$$A_{s \min} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Armaduras Superiores:

ULS : 1.0CP+1.5W180° N=108.79 Mx=-0.05 My=-527.56 Fx=-101.07 Fy=0.00
My = -180.16 (kN.m) $A'_{sx} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Mx = 0.00 (kN.m) $A'_{sy} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$$A_{s \min} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Fuste:

Armaduras longitudinais $A = 49.58 \text{ (cm}^2)$ $A_{\min} = 9.00 \text{ (cm}^2)$
 $A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$
 $A_{sx} = 22.70 \text{ (cm}^2)$ $A_{sy} = 2.08 \text{ (cm}^2)$

Armaduras adoptadas

Sapata:

Inferior:

Ao longo do eixo X: 23 B500C 16 l = 11.55 (m) e = 0.12
Ao longo do eixo Y: 39 B500C 16 l = 7.62 (m) e = 0.12

Fuste

Armaduras longitudinais

Ao longo do eixo X: 2 B500C 36 l = 5.71 (m) e = 1*0.06 + 1*0.38
Ao longo do eixo Y: 2 B500C 36 l = 6.10 (m) e = 1*0.01

Armadura transversal

6 B500C 12 l = 1.91 (m) e = 1*0.50

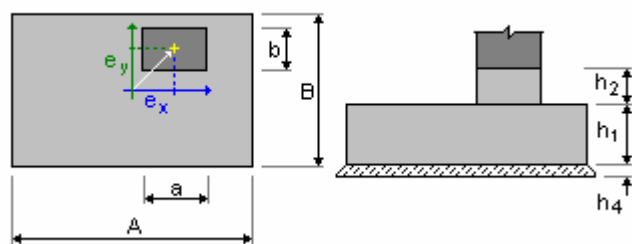
Quantitativo de material:

- Volume de betão = 15.34 (m³)
- Superfície de cofragem = 19.06 (m²)
- Aço B500C
 - Peso total = 1088.06 (kg)
 - Densidade = 70.95 (kg/m³)
 - Diâmetro médio = 16.7 (mm)
 - Lista por diâmetros:

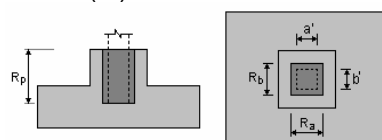
Diâmetro	Comprimento (m)	Quantidade:
12	1.91	6
16	7.62	39
16	11.55	23
36	5.71	2
36	6.10	2

Pavilhão 40 x80 metros

Geometria:



A	= 4.40 (m)	a	= 0.60 (m)
B	= 2.70 (m)	b	= 0.50 (m)
h1	= 1.10 (m)	e_x	= -0.10 (m)
h2	= 0.40 (m)	e_y	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		



a'	= 300.0 (mm)
b'	= 200.0 (mm)
Ra	= 400.0 (mm)
Rb	= 300.0 (mm)
Rp	= 800.0 (mm)
c1	= 50.0 (mm)
c2	= 50.0 (mm)

Materiais

• Betão	: C25/30;	f_{ck} = 25.00 MPa
	peso específico	= 2501.36 (kG/m ³)
• Armaduras longitudinais	: tipo B500C	f_{yk} = 500.00 MPa
• Armadura transversal	: tipo B500C	f_{yk} = 500.00 MPa

Projecto geotécnico

Coefficientes parciais para as características do solo:

	$\tan(\phi)$	c'	q_{max}
Caso A	1.10	1.30	1.20
Caso B	1.00	1.00	1.00
Caso C	1.25	1.60	1.40
ACC	1.00	1.00	1.00

Solo:

Nível do solo:	N_1	= 0.00 (m)
Nível do fuste:	N_a	= 0.00 (m)
Nível mínimo de referência:	N_f	= -0.50 (m)

- Nível do solo: 0.00 (m)
- Peso específico: 2243.38 (kG/m³)
- Peso do sólido: 2753.23 (kG/m³)

- Ângulo de atrito interno: 25.0 (Deg)
- Coesão: 0.06 (MPa)

Estados limites

Cálculo das tensões

Tipo de solo sob a fundação: homogéneo
 Combinação desfavorável ULS : 1.35CP+1.5(W180°+0,7Q) N=564.54 Mx=-1.40 My=-446.83 Fx=-40.24 Fy=0.13

Coeficientes de carga:

- 1.00 * peso da fundação
- 1.00 * peso do solo
- 1.00 * talude (permanente)
- 1.50 * talude (variável)

Resultados dos cálculos: no nível do assento da fundação

Peso da fundação e do solo sobrejacente: Gr = 659.56 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 1224.10 (kN) Mx = -1.60 (kN.m) My = -563.11 (kN.m)

Parâmetros geotécnicos:

- C = 0.00 (MPa)
- ϕ = 0.00
- γ = 0.00 (kG/m³)

Tensões no solo: 0.16 (MPa)

Resistência de cálculo do solo: 0.25 (MPa)

Coeficiente de segurança: 1.535 > 1

Arrancamento

Arrancamento em ELU

Combinação desfavorável ULS : 1.0CP+1.5W0° N=213.15 Mx=-1.30 My=492.30 Fx=97.63 Fy=0.13

Coeficientes de carga:

- 0.95 * peso da fundação
- 0.95 * peso do solo
- 0.95 * talude (permanente)
- 0.00 * talude (variável)

Área de superfície de contacto:

- s = 0.16
- s_{lim} = 0.17

Deslizamento

Combinação desfavorável ULS : 1.0CP+1.5W0° N=213.15 Mx=-1.30 My=492.30 Fx=97.63 Fy=0.13

Coeficientes de carga:

- 0.95 * peso da fundação
- 0.95 * peso do solo
- 0.95 * talude (permanente)
- 0.00 * talude (variável)

Peso da fundação e do solo suprajacente: Gr = 627.21 (kN)

Carga de dimensionamento: Nr = 840.36 (kN) Mx = -1.49 (kN.m) My = 617.95 (kN.m)

dimensões equivalentes da fundação: A₋ = 4.40 (m) B₋ = 2.70 (m)

Superfície de deslizamento: 12.15 (m²)

Coeficiente de fricção fundação-solo : tg(ϕ) = 0.42

Coesão: C = 0.05 (MPa)

Valor da força de deslizamento F = 97.63 (kN)

Valor da força de estabilização para o deslizamento: F(stab) = 917.01 (kN)

Estabilidade ao deslizamento: 9.392 > 1

tombamento

Em torno do eixo OX

Combinação desfavorável ULS : **1.0CP+1.5W270° N=357.75 Mx=4.36 My=-65.77 Fx=-16.30 Fy=-**

0.42

Coeficientes de carga:	0.95 * peso da fundação
	0.95 * peso do solo
	0.95 * talude (permanente)
	0.00 * talude (variável)
Peso da fundação e do solo suprajacente:	Gr = 627.21 (kN)
Carga de dimensionamento: Nr = 984.96 (kN)	Mx = 4.99 (kN.m) My = -125.47 (kN.m)
Momento estabilizador:	M _{stab} = 1329.69 (kN*m)
Momento de tombamento:	M _{renv} = 4.99 (kN*m)
Estabilidade ao tombamento:	266.6 > 1

Em torno do eixo OY

Combinação desfavorável: ULS : **1.0CP+1.5W0° N=213.15 Mx=-1.30 My=492.30 Fx=97.63 Fy=0.13**

Coeficientes de carga:	0.95 * peso da fundação
	0.95 * peso do solo
	0.95 * talude (permanente)
	0.00 * talude (variável)
Peso da fundação e do solo suprajacente:	Gr = 627.21 (kN)
Carga de dimensionamento: Nr = 840.36 (kN)	Mx = -1.49 (kN.m) My = 617.95 (kN.m)
Momento estabilizador:	M _{stab} = 1911.33 (kN*m)
Momento de tombamento:	M _{renv} = 638.75 (kN*m)
Estabilidade ao tombamento:	2.992 > 1

Projecto de betão armado

Considerações

- Ambiente : 2b - húmido com gelo

Análise do punçoamento e do esforço transversal

Punçoamento

Combinação desfavorável ULS : **1.35CP+1.5Sob N=695.46 Mx=-0.00 My=-83.40 Fx=-7.85 Fy=0.00**

Coeficientes de carga:	1.35 * peso da fundação
	1.35 * peso do solo
	1.35 * talude (permanente)
	1.00 * talude (variável)
Carga de dimensionamento: Nr = 1586.75 (kN)	Mx = -0.00 (kN.m) My = -164.00 (kN.m)
Comprimento do perímetro crítico:	8.00 (m)
Força de punçoamento	404.44 (kN)
Altura útil da secção	heff = 0.70 (m)
Densidade da armadura:	ρ = 0.22 %
Tensão de cisalhamento:	0.11 (MPa)
Tensão de cisalhamento admissível:	0.39 (MPa)
Coeficiente de segurança:	3.56 > 1

Armadura teórica

Sapata:

Armaduras inferiores:

ULS : 1.35CP+1.5W0⁰ N=366.80 Mx=-1.34 My=480.80 Fx=96.03 Fy=0.13
My = 423.16 (kN.m) $A_{sx} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ULS : 1.35CP+1.5Sob N=695.46 Mx=-0.00 My=-83.40 Fx=-7.85 Fy=0.00
Mx = 154.20 (kN.m) $A_{sy} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$
 $A_{s \text{ min}} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Armaduras superiores:

ULS : 1.0CP+1.5W0⁰ N=213.15 Mx=-1.30 My=492.30 Fx=97.63 Fy=0.13
My = -149.24 (kN.m) $A'_{sx} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Mx = 0.00 (kN.m) $A'_{sy} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$A_{s \text{ min}} = 15.60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Fuste:

Armaduras longitudinais $A = 43.67 \text{ (cm}^2)$ $A_{\text{min}} = 9.00 \text{ (cm}^2)$
 $A = 2 * (Asx + Asy)$
 $Asx = 21.67 \text{ (cm}^2)$ $Asy = 0.16 \text{ (cm}^2)$

Armaduras adoptadas

Sapata:

Inferior:

Ao longo do eixo X: 21 B500C 16 $l = 10.95 \text{ (m)}$ $e = 0.12$
Ao longo do eixo Y: 36 B500C 16 $l = 7.22 \text{ (m)}$ $e = 0.12$

Fuste

Armaduras longitudinais

Ao longo do eixo X: 2 B500C 36 $l = 5.71 \text{ (m)}$ $e = 1^* - 0.29 + 1^* 0.38$
Ao longo do eixo Y: 2 B500C 36 $l = 6.10 \text{ (m)}$ $e = 1^* - 0.34$

Armadura transversal

6 B500C 12 $l = 1.91 \text{ (m)}$ $e = 1^* 0.15$

Quantitativo de material:

- Volume de betão = 13.39 (m³)
- Superfície de cofragem = 17.96 (m²)
- Aço B500C
 - Peso total = 972.83 (kG)
 - Densidade = 72.66 (kG/m³)
 - Diâmetro médio = 16.8 (mm)
 - Lista por diâmetros:

Diâmetro	Comprimento (m)	Quantidade:
12	1.91	6
16	7.22	36
16	10.95	21
36	5.71	2
36	6.10	2

